

土 木 研 究 所 資 料

**湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊
に関する基礎実験報告書**

昭 和 6 2 年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所

砂 防 部 砂 防 研 究 室

Copyright © 1987 by P. W. R. I.

All rights reserved , No part of this book may be reproduced by any means , nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊に関する基礎実験報告書

砂防研究室 室長 矢澤昭夫
主任研究員 水山高久
福本晃久

要 旨

豪雨時には土石流、山腹崩壊に加えて溪岸侵食に起因する溪岸崩壊が発生し、特に大規模なものが含まれる。溪岸崩壊は、直接的に影響し、天然ダムを形成することすらある。

この研究の目的は、溪岸侵食機構、溪岸崩壊発生機構及び天然ダム破壊時の過程を解明し、その影響の評価、対策工を検討することにある。

本報告書は、基礎的な溪岸侵食実験の結果と、天流上流工事事務所管内の大西山大崩壊の概要及び、大西山模型実験についてとりまとめたものである。

キーワード：溪岸侵食、大規模崩壊、溪岸崩壊、大西山、模型実験

Basic Experiment of Curved Torrent Bank Erosion and Bank Collapse

by

Akio YAZAWA

Takahisa MIZUYAMA

Akihisa FUKUMOTO

Bank collapses caused by bank erosions in addition to debris flows and hillside collapses occur during the time of heavy rainfall, and sometimes in a big scale. Bank collapses have a direct effect on channels, even to build up landslide dams.

The purposes of this study are to explicate the mechanism of bank erosion and that of bank collapse occurrence as well as the process of landslide dam collapses, to estimate their effect and to review counter-measure works.

This report puts together the result of the basic bank erosion test, the outline of Mt. Ohnishi collapse under the Tenryu Upstream construction Work Office as well as the Mt. Ohnishi Model Test.

KEY WORDS : Bank erosion, big scale collapse, bank collapse
Mt, Ohnishi, Model Test

まえがき

豪雨時には多くの土石流、山腹崩壊が発生し、河道に土砂が供給される。その他溪岸に発生する比較的大規模な崩壊は頻度は低いがその土砂量の多さ、一時的な天然ダムの形成及びその後のダム破壊など下流への影響は大きい。溪岸崩壊の研究は土石流や山腹崩壊に比べて進んでおらず早急にその機構を明らかにして、影響の評価、対策工法の確立を進める必要がある。そこで、大西山の大崩壊など溪岸侵食に起因する大規模な崩壊の発生例の多い中部地方建設局天竜上流工事事務所の依頼により、大規模崩壊の発生機構と下流への影響を研究することになった。昭和61年度を初年度とする次のような3箇年の研究計画を立てている。

昭和61年度；溪岸侵食と溪岸崩壊に関する基礎実験

大西山大崩壊模型製作

昭和62年度；模型実験による崩壊発生、天然ダム形成、ダム破壊過程の追跡

昭和63年度；崩壊発生後の下流への影響に関する模型実験と追シミュレーションモデルの開発

昭和61年度は、湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊に関する基礎実験と大西山大崩壊の模型製作及び予備実験を実施した。本報告書はこれらの結果をとりまとめたものである。

昭和62年 2 月

目 次

まえがき

1. 湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊に関する基礎実験	1
1.1 実験の概要	1
1.1.1 実験目的	1
1.1.2 模型概要	1
1.1.3 実験条件	1
1.2 実験結果と考察	5
1.2.1 溪岸侵食過程	5
1.2.2 湾曲部の水位・河床高及び流出土砂量の時間変化	5
1.2.3 溪岸侵食速度	17
2. 大西山の大崩壊	20
2.1 崩壊の概要	20
2.2 模型実験の概要	24
2.2.1 実験目的	24
2.2.2 模型の概要	24
2.2.3 実験条件	24
2.3 実験結果	29
あとながき	49

1. 湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊に関する基礎実験

1.1 実験の概要

1.1.1 実験目的

現地模型実験に先立って湾曲水路を使用して基礎実験を行い、湾曲部における溪岸侵食状況と溪岸崩壊状況に関する基礎的資料を得ることとした。

1.1.2 模型概要

実験は、図-1.1に示す木製の実験水路を用いて行った。実験水路は、上流直線水路(2 m)、湾曲水路(5 m)及び下流直線水路(1 m)よりなり、湾曲水路は、交角 $\theta = 15^\circ$ 、半径 $R = 38.2 \text{ m}$ ： $\theta = 30^\circ$ 、 $R = 19.1 \text{ m}$ ： $\theta = 60^\circ$ 、 $R = 9.55 \text{ m}$ の3種類を用いた。水路勾配(I)は1/30とした。

1.1.3 実験条件

実験ケースの内容を表-1.1に示す。

1) 河床材料、溪岸材料

河床床料と溪岸材料の粒度分布を図-1.2に示す。河床材料は、平均粒径6.3 mmの砂で、給砂材料は同一のものを使用した。溪岸材料は、平均粒度0.55 mmの砂と、この砂にベントナイトを5%及び10%混合した3種類を使用した。

河床の形状は、図-1.3に示すとおりとした。

2) 流量及び給砂条件

流量と給砂量の関係は、表-1.2に示すとおりである。給砂量は、上流水路区間での河床が変動しない条件としている。本実験では、河床勾配 $I = 1/30$ 、水路幅0.5 m、粗度係数0.02、平均粒径6.5 mmとして、平衡状態の流砂量を測定したところ、芦田、高橋、水山、の式の計算値とほぼ等しくなったので、以降の実験は、(1.1)式による流砂量を給砂した。

$$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} = \frac{12 - 24\sqrt{\tan \theta}}{\cos \theta} \times \tau_*^{(1.5/\tan \theta)} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (1.1)$$

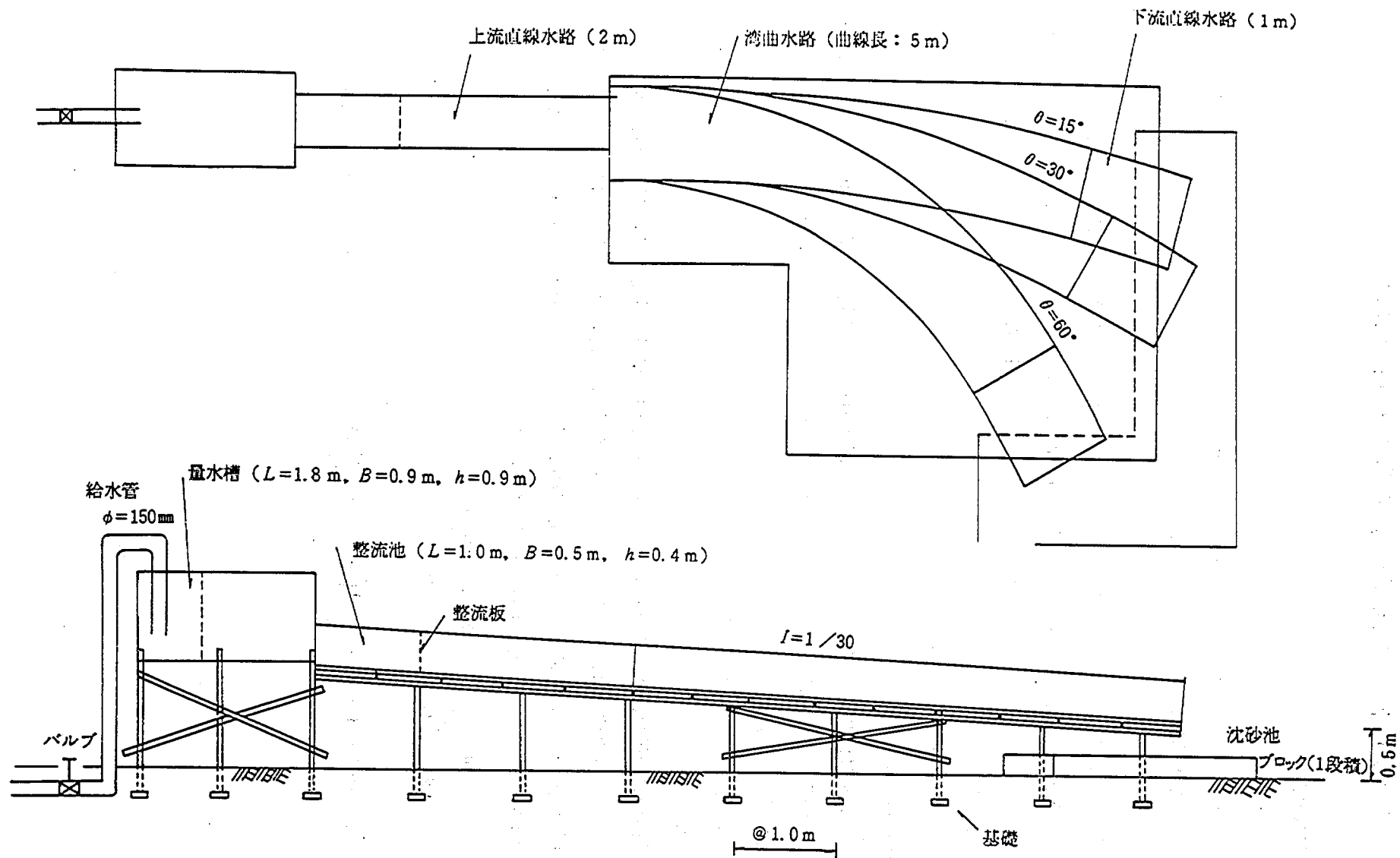


図-1.1 実験水路

表-1.1 実験条件及びケース一覧表

CASE	流 量	溪 岸 材 料	ベントナイト混入率	水路交角
1	10 l/s	砂	0 %	15°
2	18	砂	0	15°
3	10	砂+ベントナイト	10	15°
4	18	砂+ベントナイト	5	15°
5	10	砂	0	30°
6	14	砂	0	30°
7	18	砂	0	30°
8	10	砂+ベントナイト	5	30°
9	14	砂+ベントナイト	5	30°
10	18	砂+ベントナイト	5	30°
11	10	砂	0	60°
12	14	砂	0	60°
13	18	砂	0	60°
14	10	砂+ベントナイト	5	60°
15	14	砂+ベントナイト	5	60°
16	18	砂+ベントナイト	5	60°

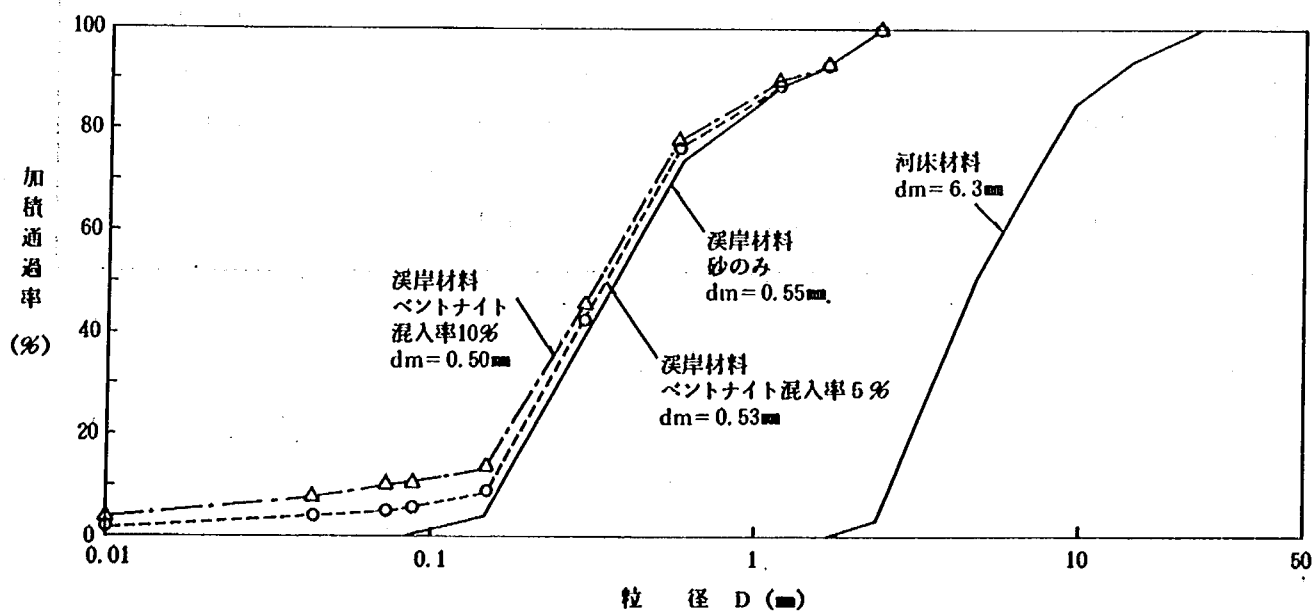


図-1.2 実験砂粒度分布曲線

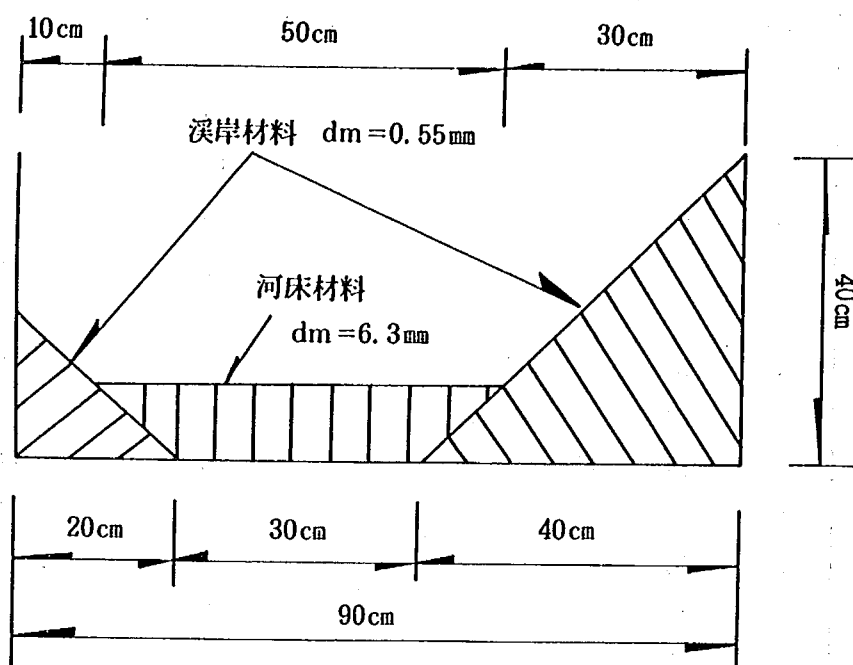


図-1.3 河床の形状

表-1.2 流量と給砂量

流量 Q (ℓ / sec)	給砂量 Q_s (ℓ / sec)	土砂濃度 C_d (%)	水深 h (cm)
10.0	0.043	0.43	2.54
14.0	0.830	0.60	3.10
18.0	0.128	0.71	3.61

1.2 実験結果と考察

1.2.1 溪岸侵食過程

写真－1.1～写真－1.5は、CASE 5とCASE 8の溪岸侵食状況と代表横断面図である。

溪岸侵食過程は次のようになる。

- ① 流水により法先が侵食される(写真－1.1)。
- ② 法先が侵食されオーバーハングした部分が崩落する。崩落は、砂の場合は14 cm，砂・ベントナイト(混入率5%)の場合は20 cm，侵食が進むと生じる(写真－1.2)。
- ③ 更に侵食が進むと，残りの溪岸が全体的に沈下し，斜面にクラックが生じる(写真－1.3)。
- ④ 再び法先が侵食されると，溪岸崩壊が発生する。すべり面は平面状で，元の溪岸勾配に近い 45° 程度である(写真－1.4)。
- ⑤ 残りの溪岸が侵食されて無くなる(写真－1.5)。

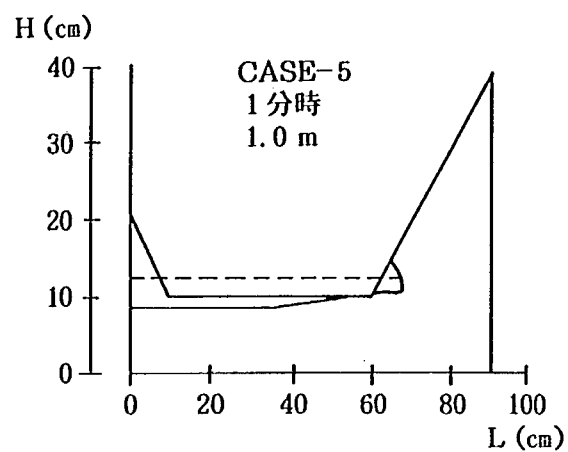
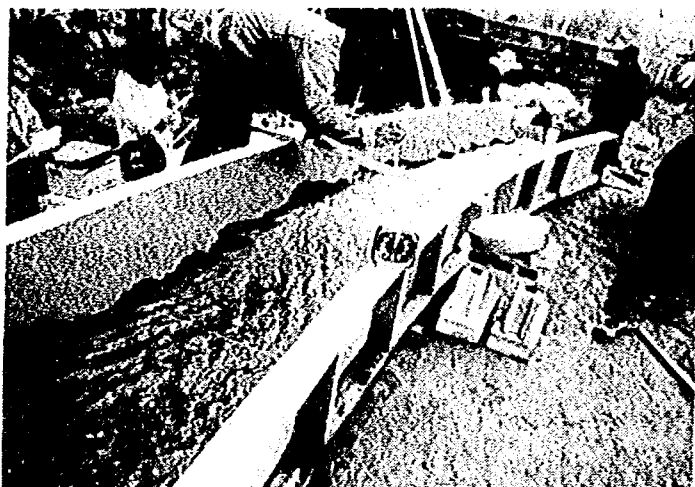
砂と砂・ベントナイト(混入率5%)では，オーバーハングした部分が崩落するのに必要な侵食長が異なる。それ以外では，はっきりした違いはみられない。

1.2.2 湾曲部の水位・河床高及び流出土砂量の時間変化

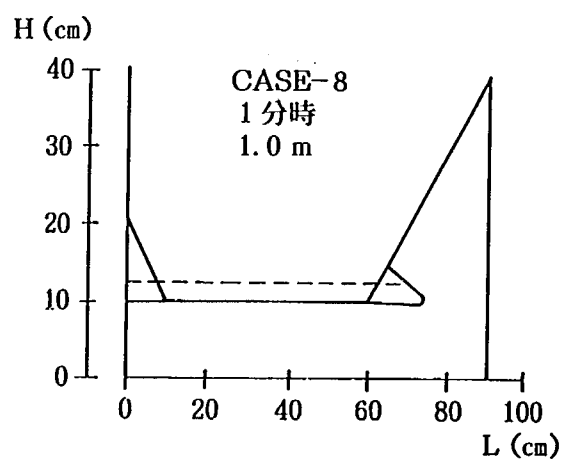
CASE 12の外湾側の水位・河床高縦断面図と，湾曲部の河床高横断面図の時間的な変化を図－1.4～図－1.9に示す。模型下流端からの流出土砂量の時間変化を図－1.10に示す。

図－1.4は，溪岸侵食が進んでいる状態で，外湾部の河床は全体的に上昇している。流出土砂量は，この時最大となっている。図－1.5は， $\theta = 30^{\circ}$ より下流の溪岸が全て侵食された状態で，溪岸が無くなった場所から外湾側の洗掘が始まっている。流出土砂量は，徐々に減っている。図－1.9は，実験終了直前を示しているが外湾側での洗掘は上流側へ進んでいる。内湾側での土砂堆積は，生じていない。流出土砂量は，溪岸の土砂が無くなった9分以降安定している。土砂量は，給砂量より若干多くなっている。

CASE 3(混入率10%)を除いて全てのケースで同じ傾向がみられた。

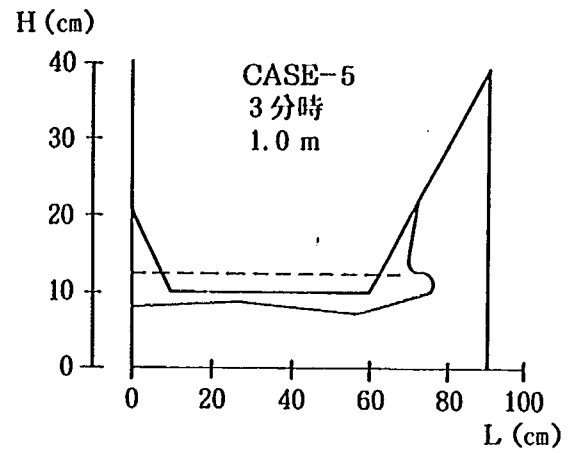


溪岸材料：砂（CASE 5）

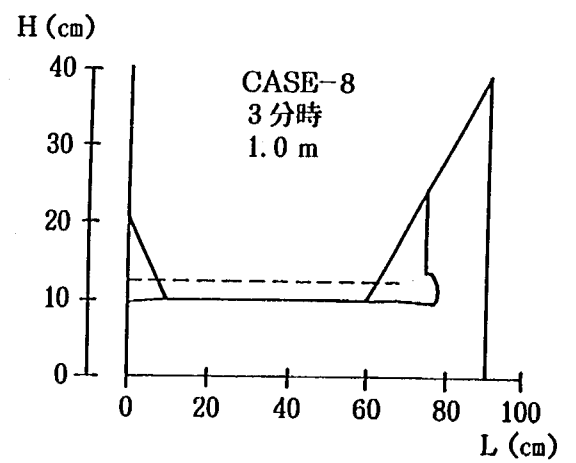


溪岸材料：砂・ベントナイト（CASE 8）

写真－1.1 溪岸侵食状況と代表断面図 ①

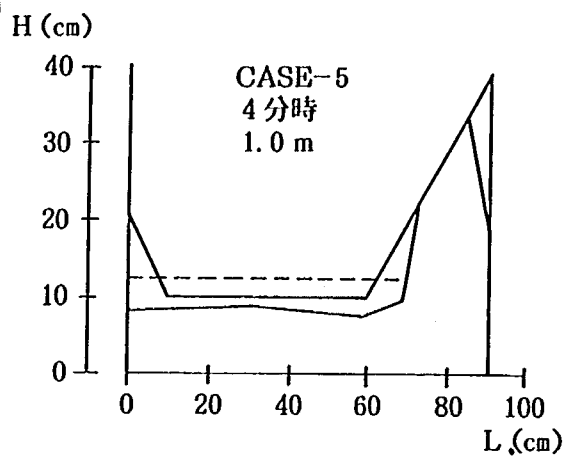


溪岸材料：砂（CASE 5）

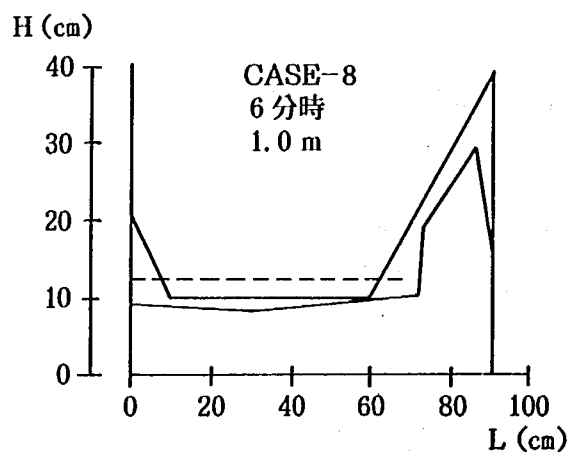


溪岸材料：砂・ベントナイト（CASE 8）

写真－1.2 溪岸侵食状況と代表断面図 ②

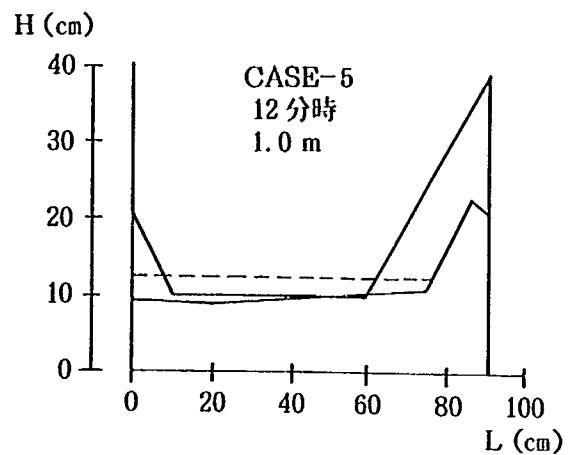


溪岸材料：砂（CASE 5）

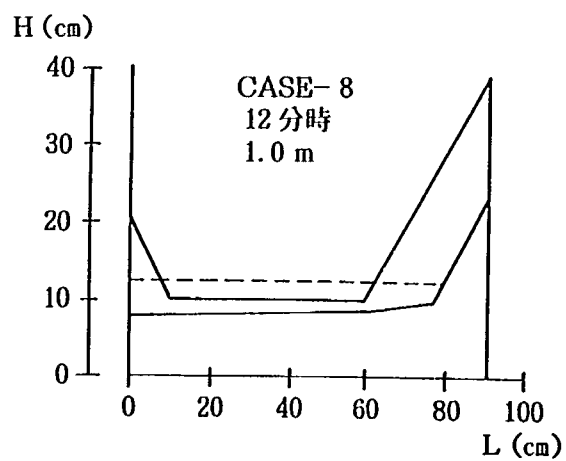
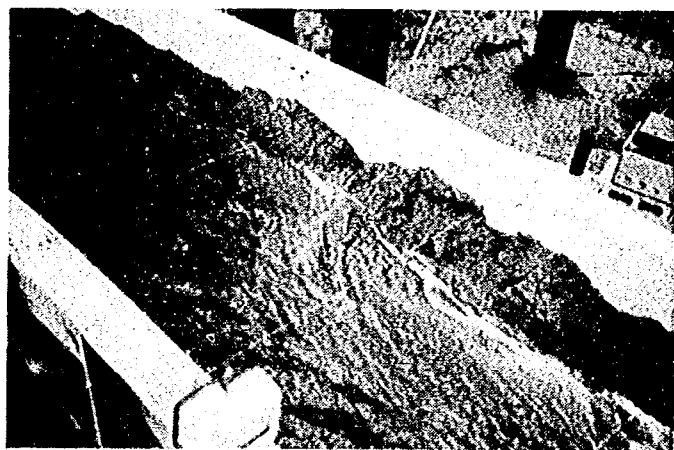


溪岸材料：砂・ベントナイト（CASE 8）

写真－1.3 溪岸侵食状況と代表断面図 ③



溪岸材料：砂（CASE 5）



溪岸材料：砂 ベントナイト（CASE 8）

写真－1.4 溪岸侵食状況と代表断面図 ④

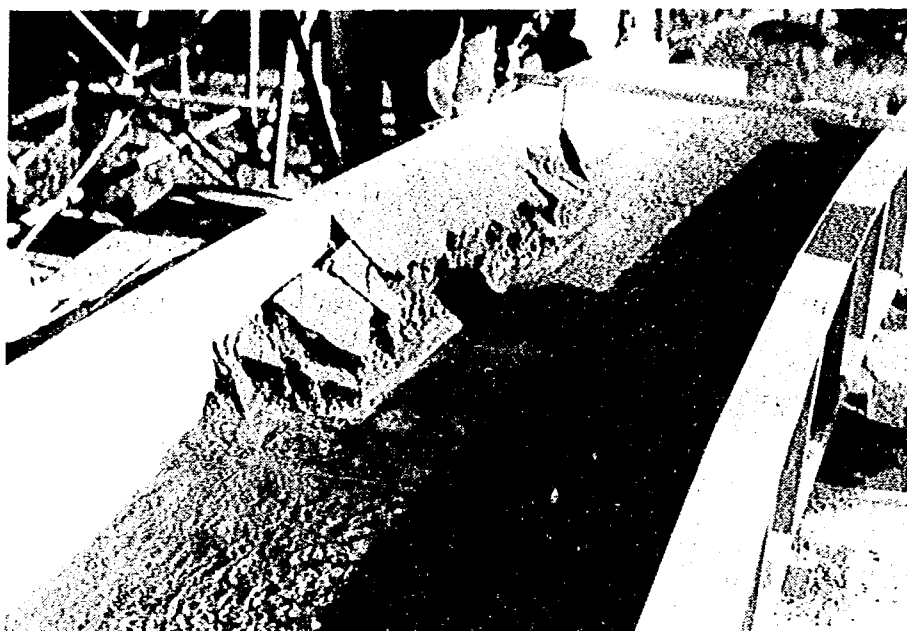
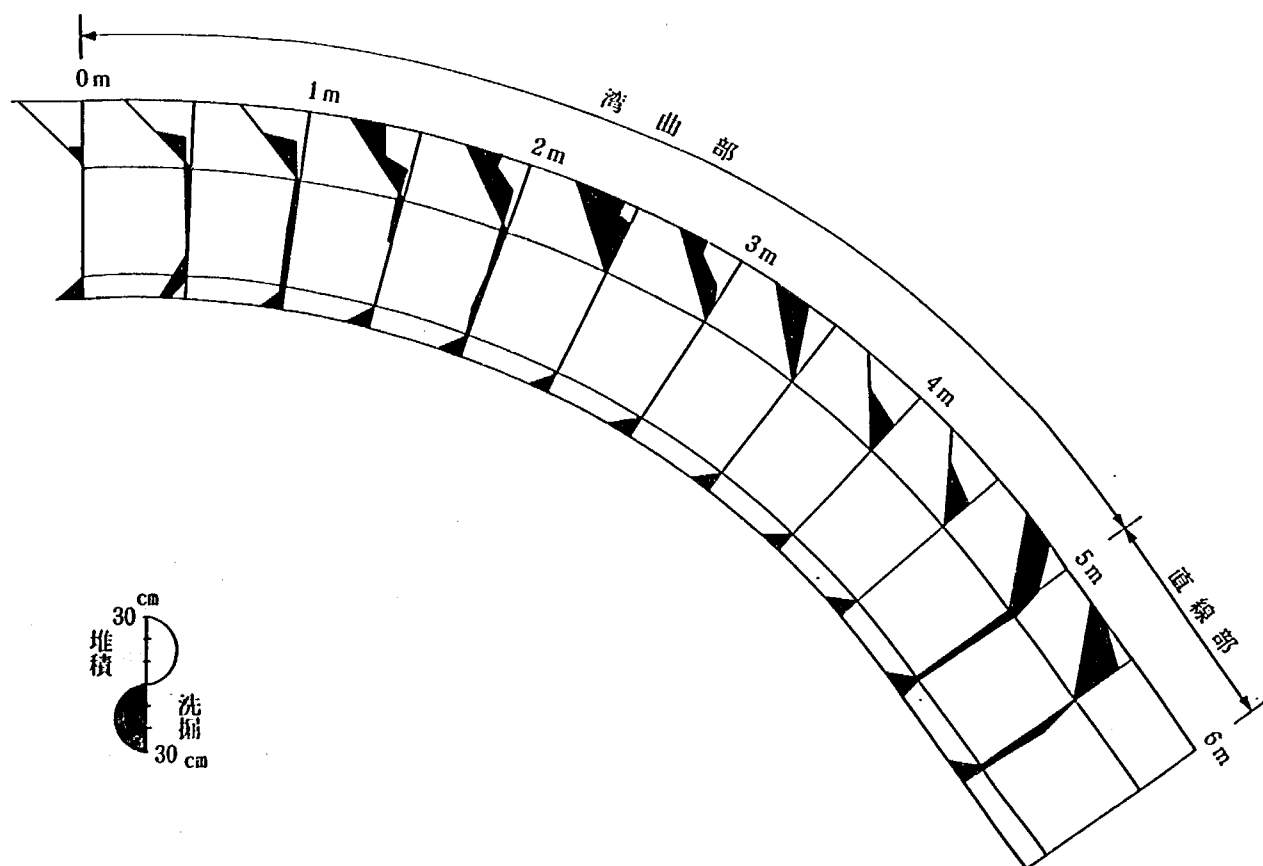
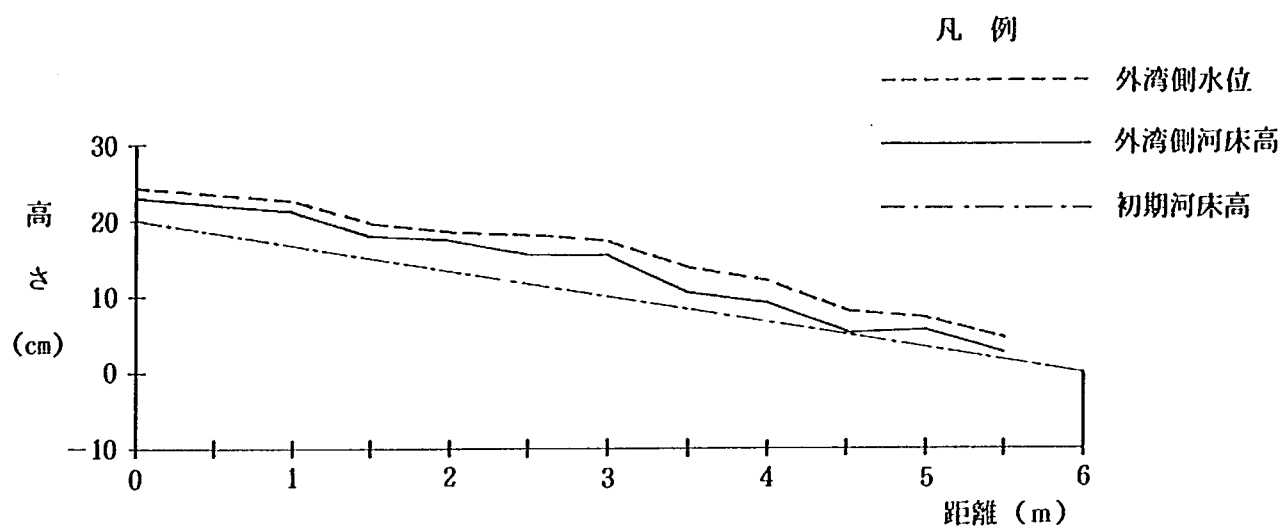


写真-1.5 溪岸侵食状況 ⑤



図－1.4 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断面図と洗掘堆積平面図（1～5分）

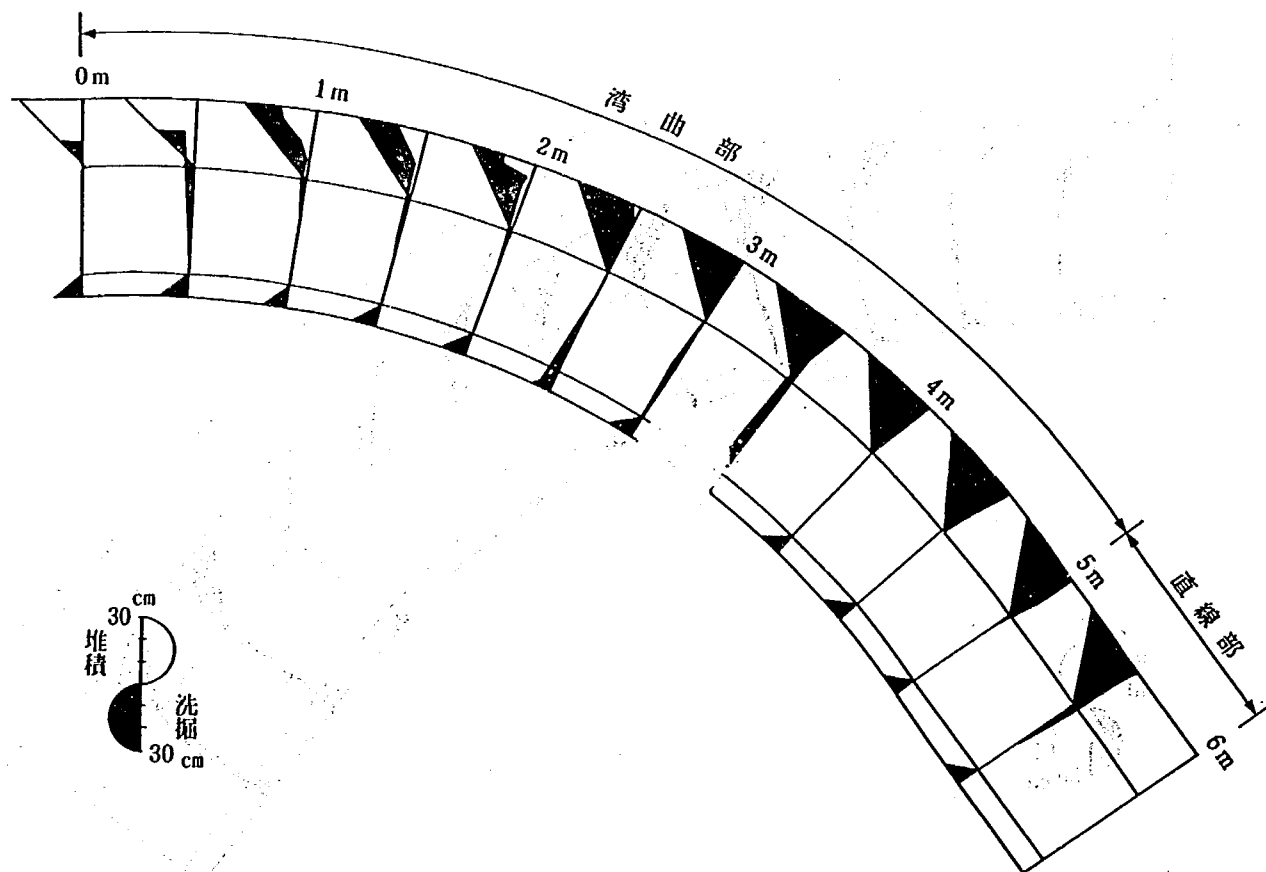
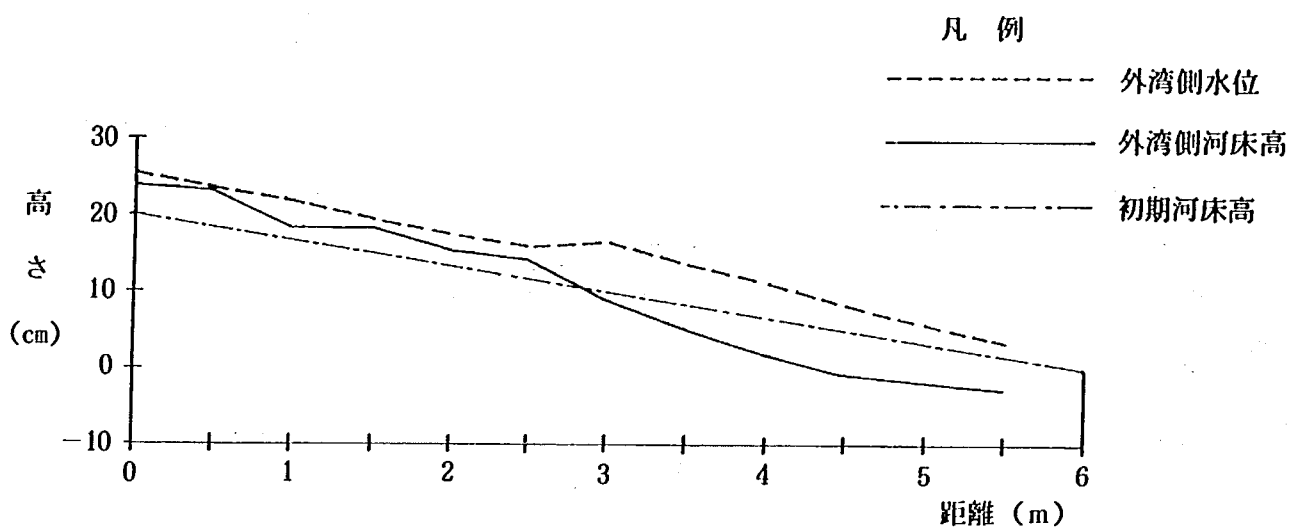


図-1.5 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断図と洗掘堆積平面図(5~8分後)

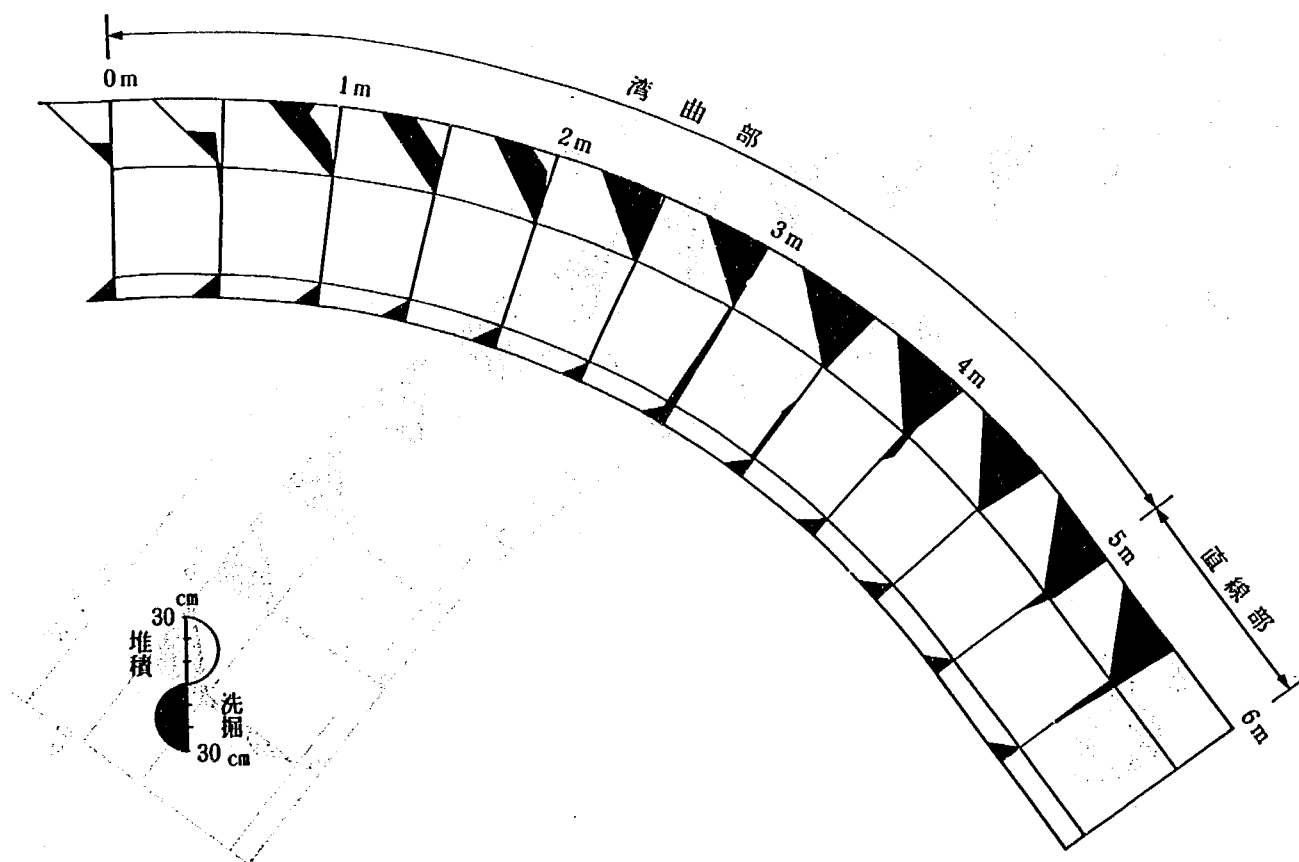
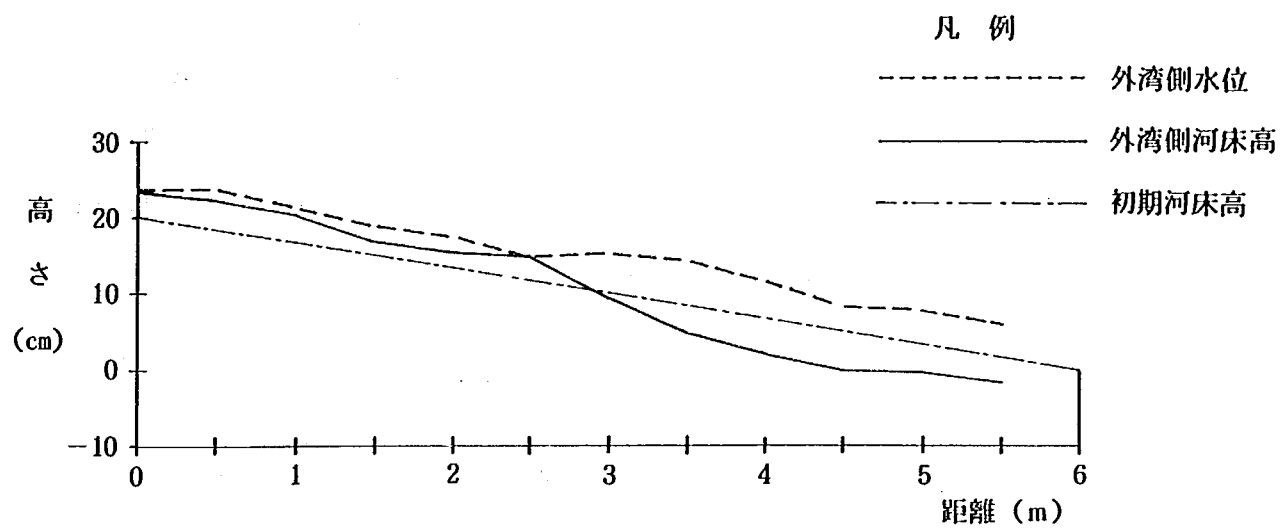


図 1.6 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断図と洗掘堆積平面図 (8~12分後)

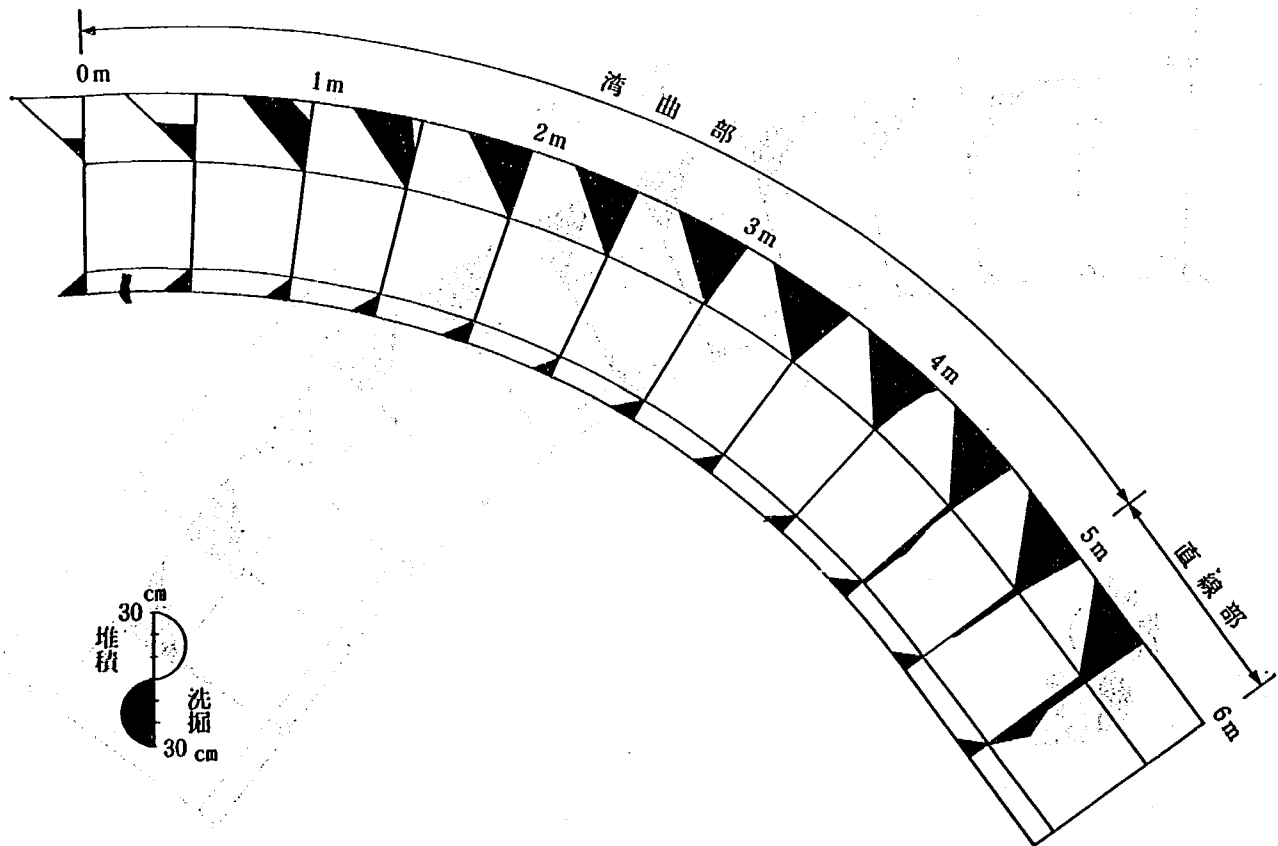
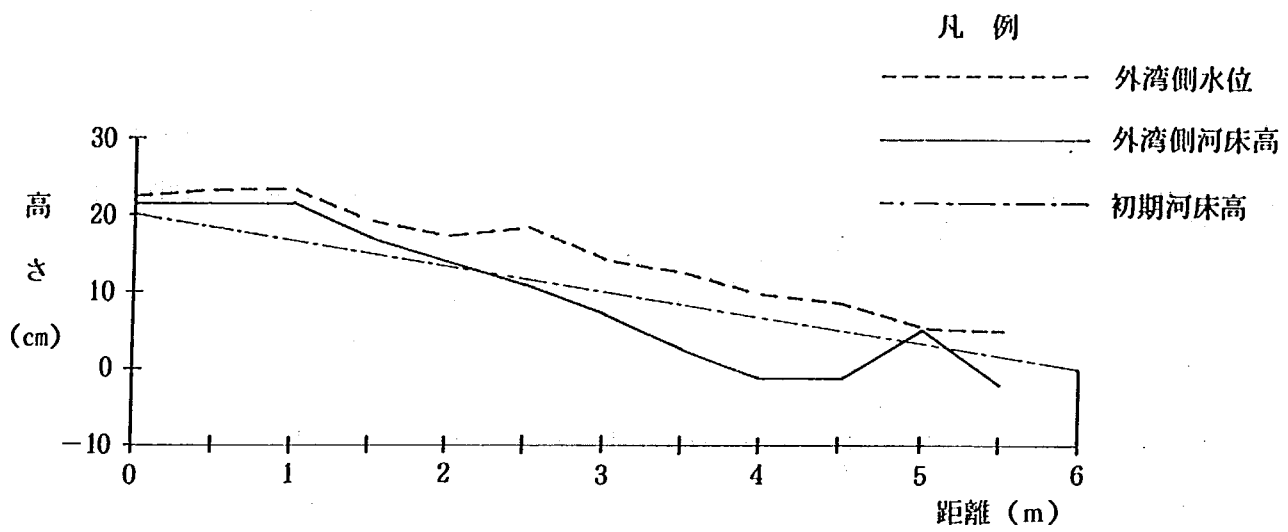


図- 1.7 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断図と洗掘堆積平面図 (15~18分後)

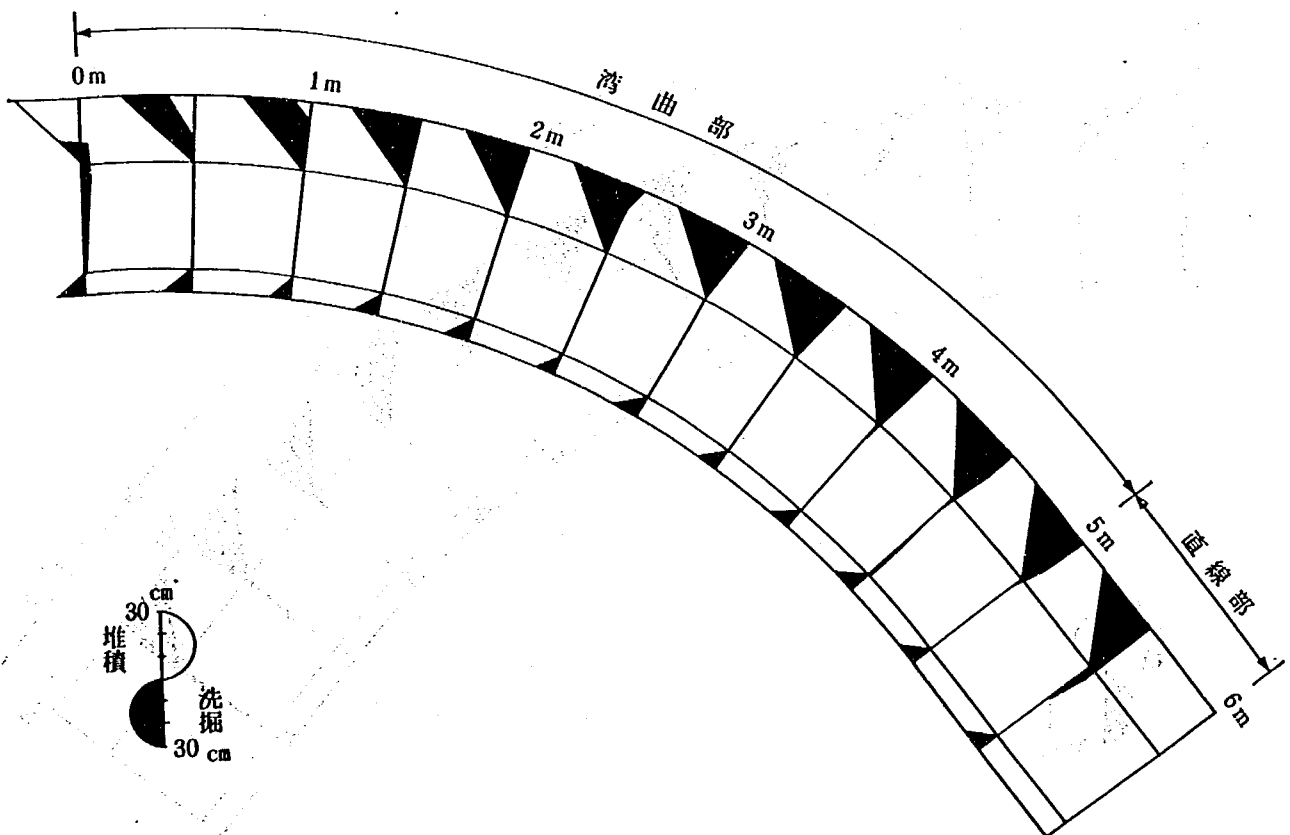
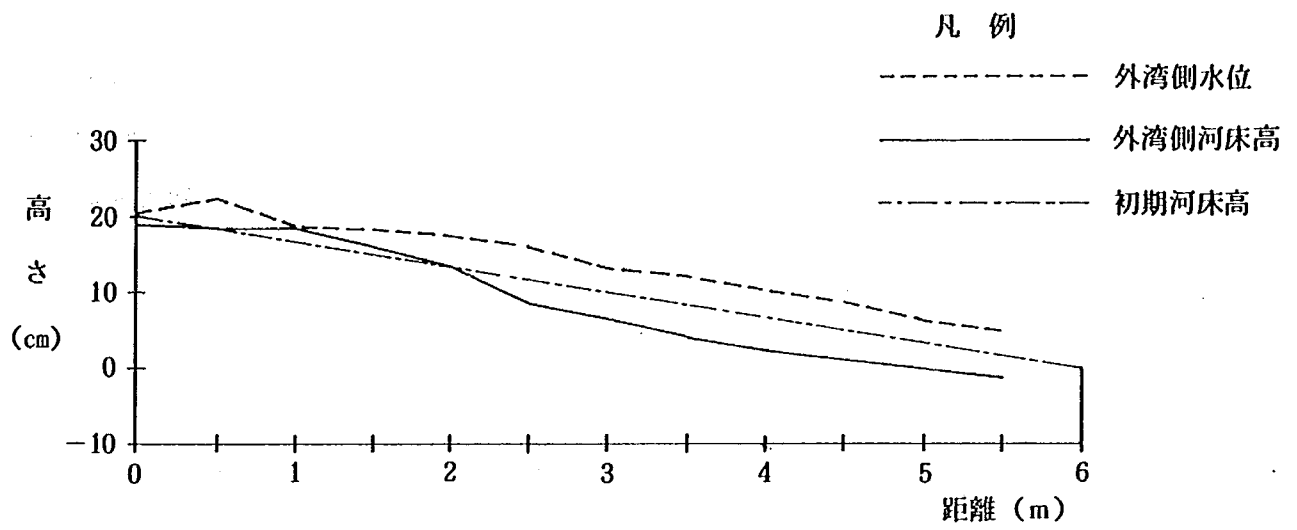


図-1.8 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断図と洗掘堆積平面図(20~23分後)

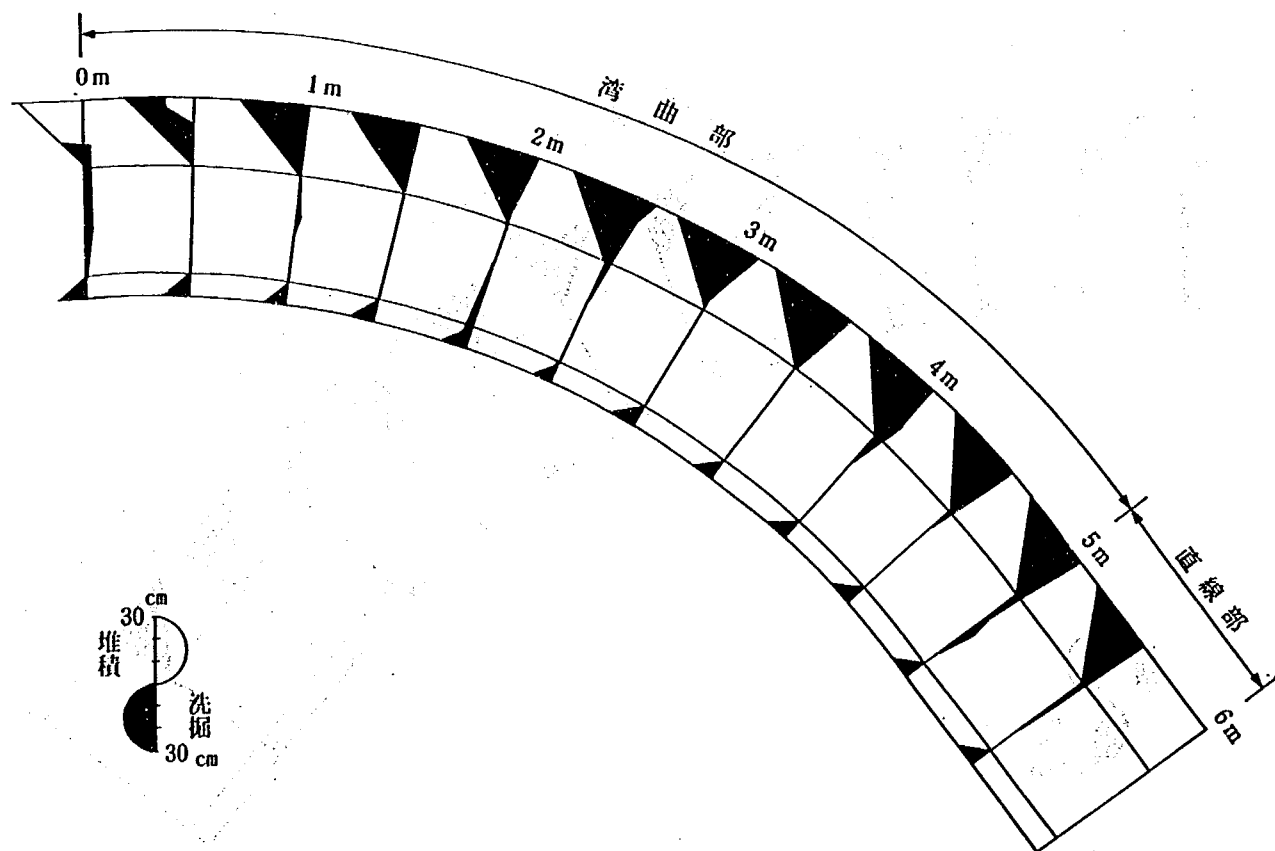
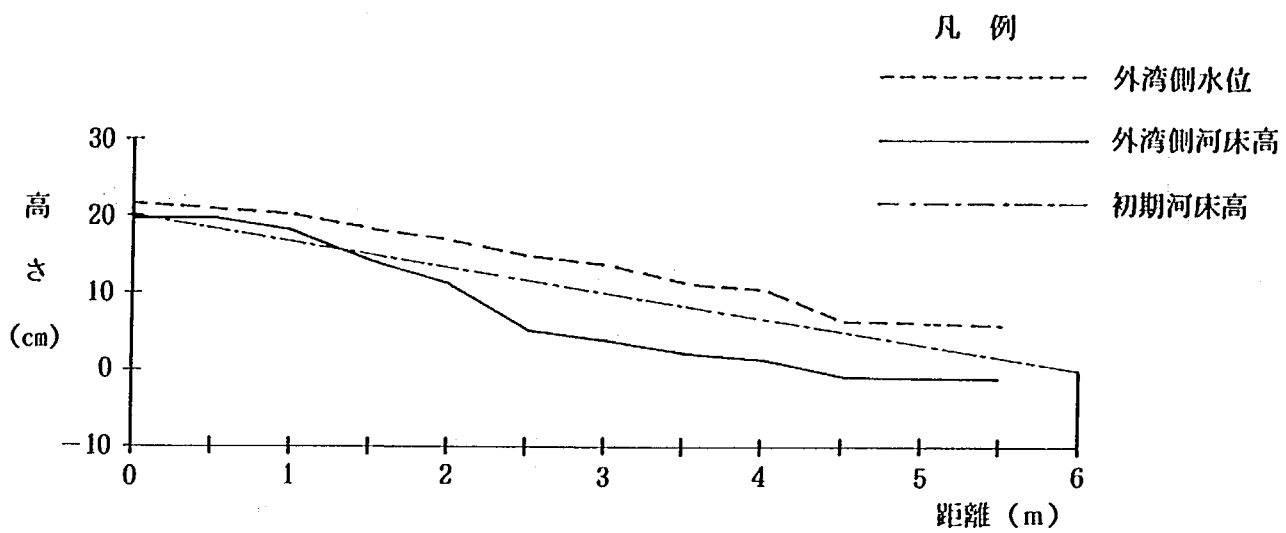
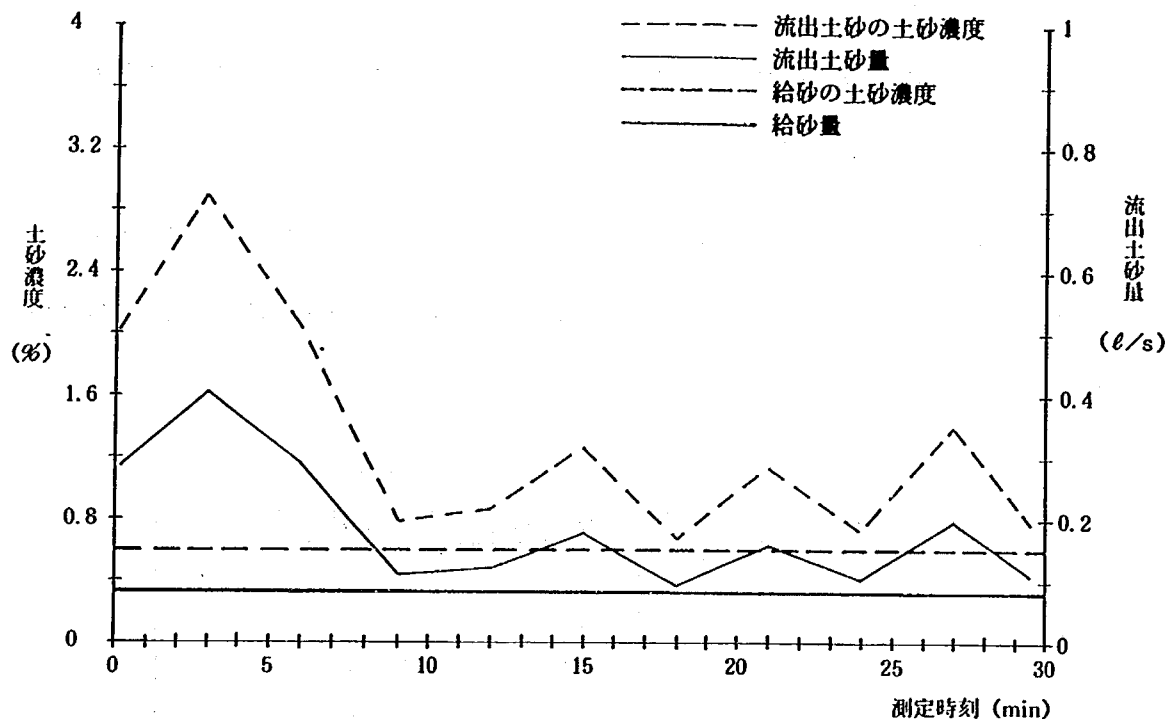


図-1.9 CASE12の外湾側の水位・河床高縦断図と洗掘堆積平面図 (25~28分後)



図－1.10 流出土砂量の時間的变化（CASE12）

1.2.3 溪岸侵食速度

各ケースの侵食速度の最大値と、それが生じる位置を表－1.3に示す。ここで、侵食速度の最大値は、オーバーハングした部分が崩落するまでの侵食速度である。

表－1.3より侵食速度の最大値が生じる位置は、交角 θ によって異なることがわかる。 $\theta = 15^\circ$ では、湾曲の影響が弱く、侵食速度の最大値が生じる位置は特定できない。 $\theta = 30^\circ$ では、湾曲中央付近から下流側にかけて生じている。 $\theta = 60^\circ$ では、湾曲中央付近（ $\theta = 36^\circ$ ）で生じている。 $\theta = 60^\circ$ 程度の湾曲になると侵食速度の最大値が生じる位置が特定できる。CASE 3は、溪岸の強度が強く侵食されなかった。

侵食速度の最大値と流量の関係を示したのが図－1.11である。図－1.11より流量・交角が大きくなる程、侵食速度の最大値は大きくなる。ベントナイトを混入（混入率＝5％）したことによる差はほとんどないが、混入率が大きくなればCASE 3の結果より侵食速度の最大値に変化があると思われる。

侵食速度の最大値と外湾近傍の流速（平均流速）の関係を図－1.12に示した。侵食速度の最大値と流速の関係を次式で表わす。

$$E_m = \alpha \cdot (V - V_c) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここで、 E_m ：侵食速度の最大値、 V ：外湾近傍の平均流速、 V_c ：侵食が生じる限界の流速、 α ：係数である。

図-1.12より係数 α を求めると交角 θ （度）と無関係に $\alpha = 0.056$ となった。 R/B と V_c の関係は、図-1.13のようであり次式となる。

$$V_c = -600 \cdot R/B + 42 \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

図-1.12と式(1.3)の関係から侵食速度を求めると、

$$E_m = 0.056 \{ V + (600 \cdot R/B - 42) \} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

となった。これは、本実験結果から求めたもので、溪岸の条件、湾曲の条件が異なる場合には適用できないが傾向は同様であると考えられる。

表-1.3 溪岸侵食速度の最大値一覧表

CASE	水路交角 (°)	ベントナイト 混入率 (%)	流 量 (ℓ/s)	外湾近傍の 流速 (cm/s)	最大侵食速度 の生じる位置	最大侵食速度 (cm/s)
1	15	0	10	5.2	3°	0.17
2	"	0	18	7.4	3°	0.32
3	"	10	10	—	—	—
4	"	5	18	8.0	9°	0.11
5	30	0	10	6.0	18°	0.22
6	"	0	14	7.9	30°	0.25
7	"	0	18	8.4	12°	0.3
8	"	5	10	5.5	18°	0.22
9	"	5	14	7.4	30°	0.25
10	"	5	18	8.2	12°	0.3
11	60	0	10	5.6	36°	0.26
12	"	0	14	7.0	36°	0.33
13	"	0	18	9.0	36°	0.5
14	"	5	10	5.2	36°	0.25
15	"	5	14	7.5	36°	0.33
16	"	5	18	9.1	48°	0.43

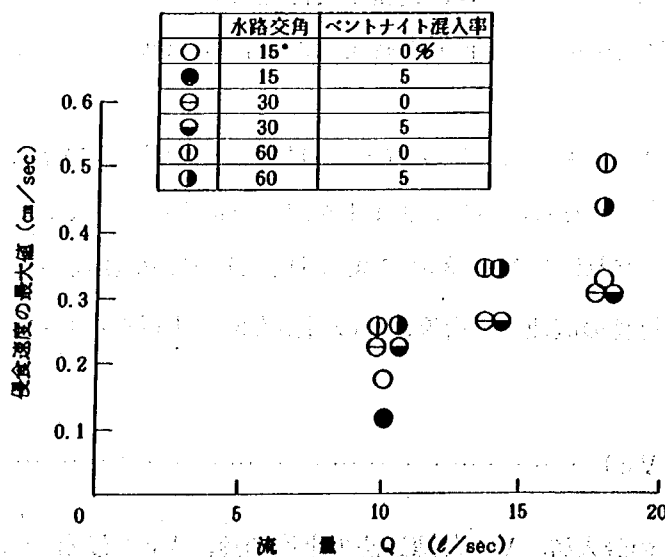


図-1.11 侵食速度の最大値と流量の関係

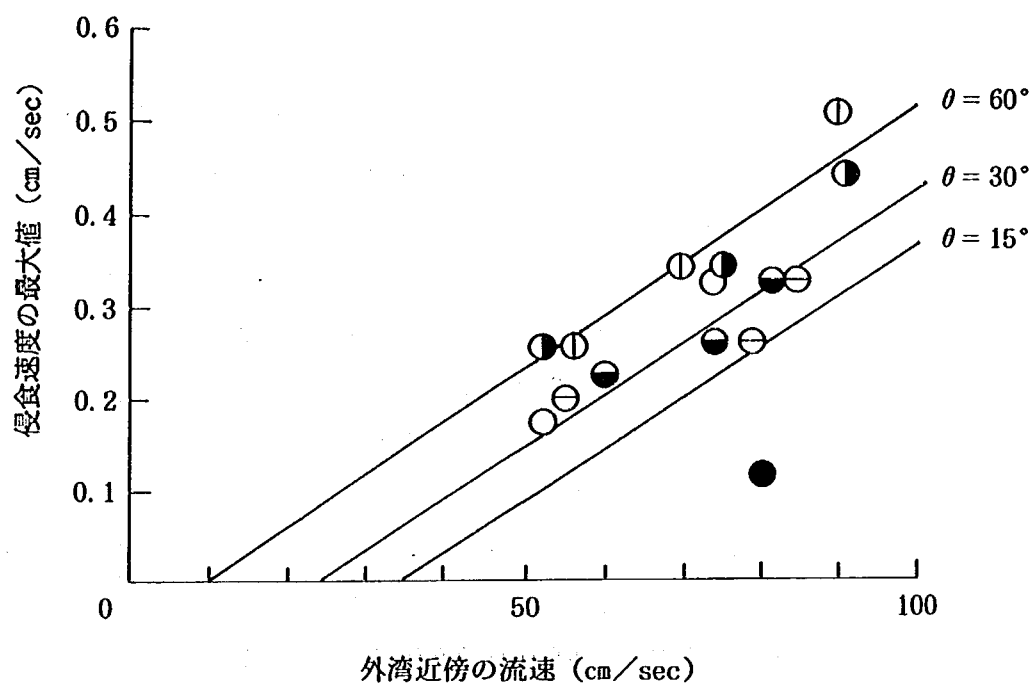


図- 1.12 侵食速度の最大値と外湾近傍の流速の関係

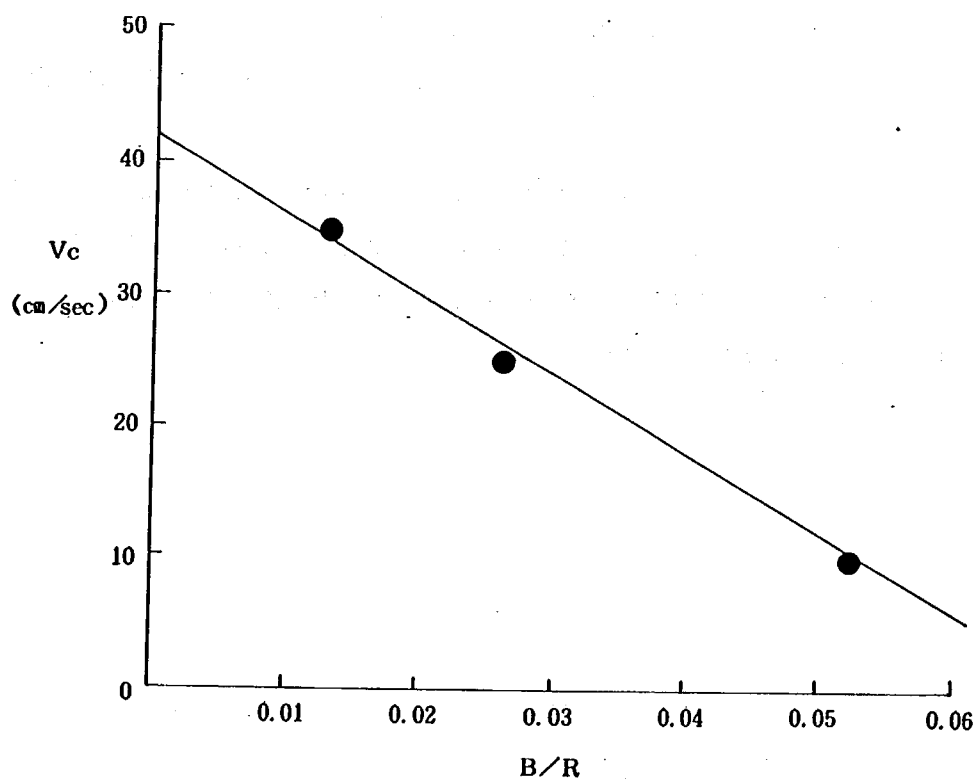


図- 1.13 限界速度と B/R の関係

2. 大西山の大崩壊

2.1 崩壊の概要¹⁾

大西山の大崩壊は、昭和36年6月の集中豪雨により、天竜川支流小波川沿いに発生した崩壊であり、この大崩壊により42名が死亡する大災害であった。崩壊地の位置を図-2.1に示す。崩壊前、崩壊の瞬間及び崩壊後の写真を写真-2.1²⁾に示す。

当時の気象状況は、表-2.1に示す通りである。6月27日に雨のピークが生じている。この時の最大時間雨量は30mmを越えており、当地域では記録的豪雨であった。この豪雨により、小波川流域の小支川では山崩れ・地すべり・土石流が各地で発生した。大西山の崩壊は、9月29日9時10分に発生しており、雨量とは時間的ずれがあるところが注目される。

崩壊地の地質は、ほとんどが鹿塩ミロナイト（鹿塩片麻岩）から構成されておりこの岩石は領家変成帯からなる伊那山脈が赤石山脈の三波川帯に衝上する運動の結果、中央構造線が抵抗帯となって伊那山脈側が圧砕されてできたものである。鹿塩ミロナイトは堅硬であるが、雨水が浸透しやすい割れ目が著しく多く、風化しやすいことから、崩壊を引き起こす要因となったと考えられる。

崩壊前の小波川本川は、図-2.2に示すように左支川青木川と合流した後左岸側を大西山の東側斜面に接すように流下していた。この東側斜面は、湾曲部に位置しており水衝部になっていた。そのため、以前から流水の侵食作用を受け比較的大きな規模の溪岸崩壊が存在していた。

崩壊の要因としては、鹿塩ミロナイトからなる既崩壊斜面のキレツから浸透水が侵入し崩壊した説と、溪岸侵食により山体の安定をそこない崩壊した説とがあり、はっきりとは解明されていない。

現在は、写真-2.2³⁾のように崩壊した土砂は整形（一部災害復旧で排土）されて公園として利用されている。また、河道は、東側へ付替えられている。

表-2.1 降雨量¹⁾
(大鹿雨量観測所)

月 日	日 雨 量
6.23	4.0
6.24	27.0
6.25	24.0
6.26	44.0
6.27	275.0
6.28	50.0
6.29	44.0
6.30	24.0
7. 1	9.0
7. 2	1.0
7. 3	3.0
7. 4	30.0
計	535.0 mm

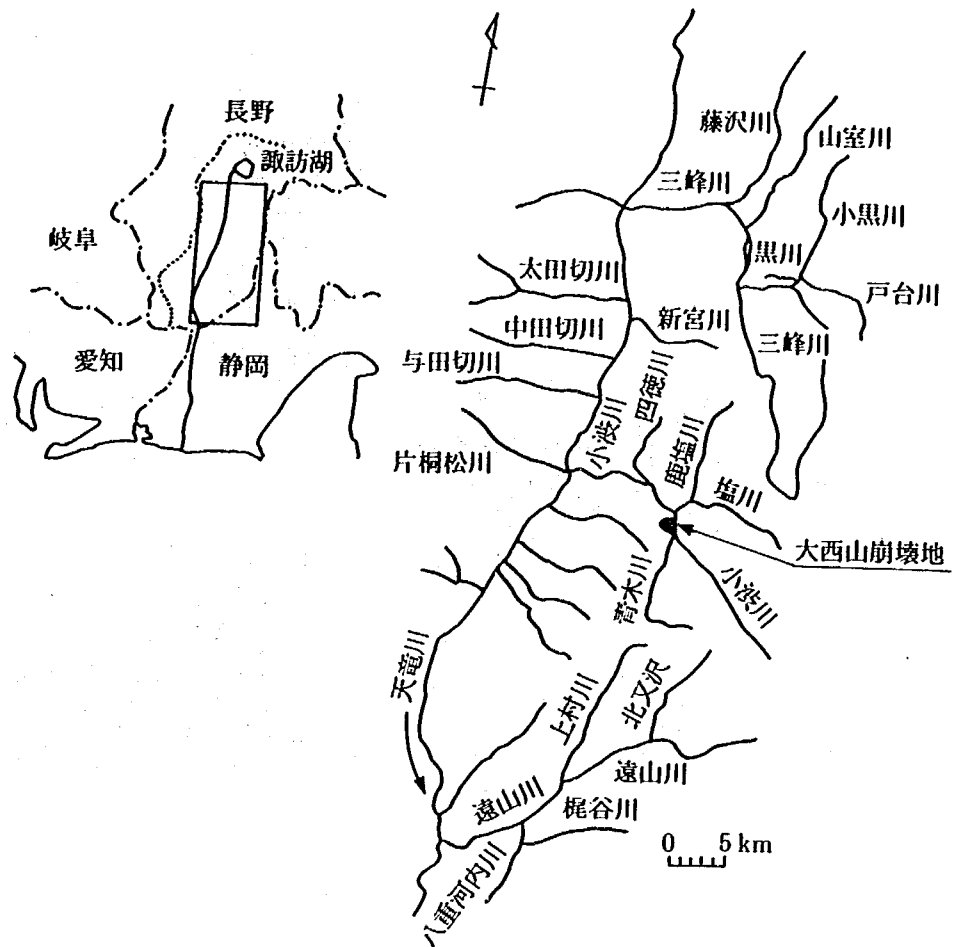


图-2.1 位置图¹⁾

崩壊前の様子。小渋川が山裾をえぐっている。

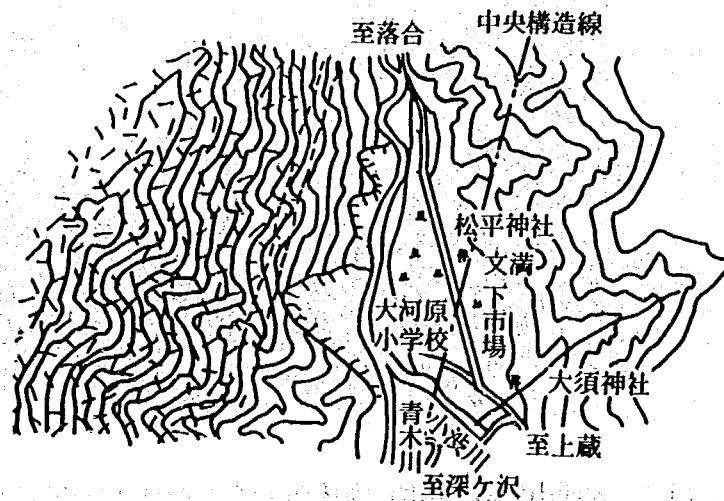


図-2.2 崩壊前の状況¹⁾

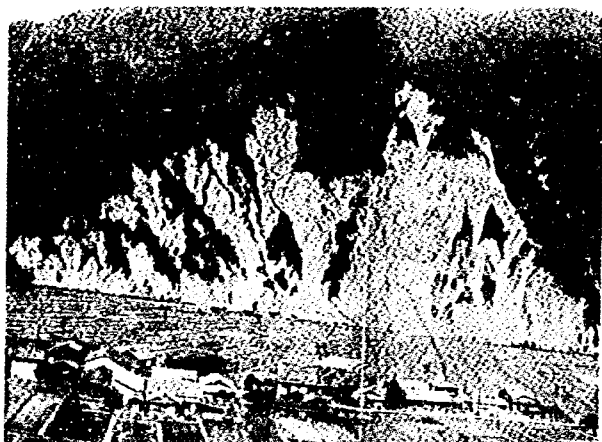


写真-2.1(a) 36災前の大西山²⁾



写真-2.2(c) 大西山崩壊の災害状況²⁾

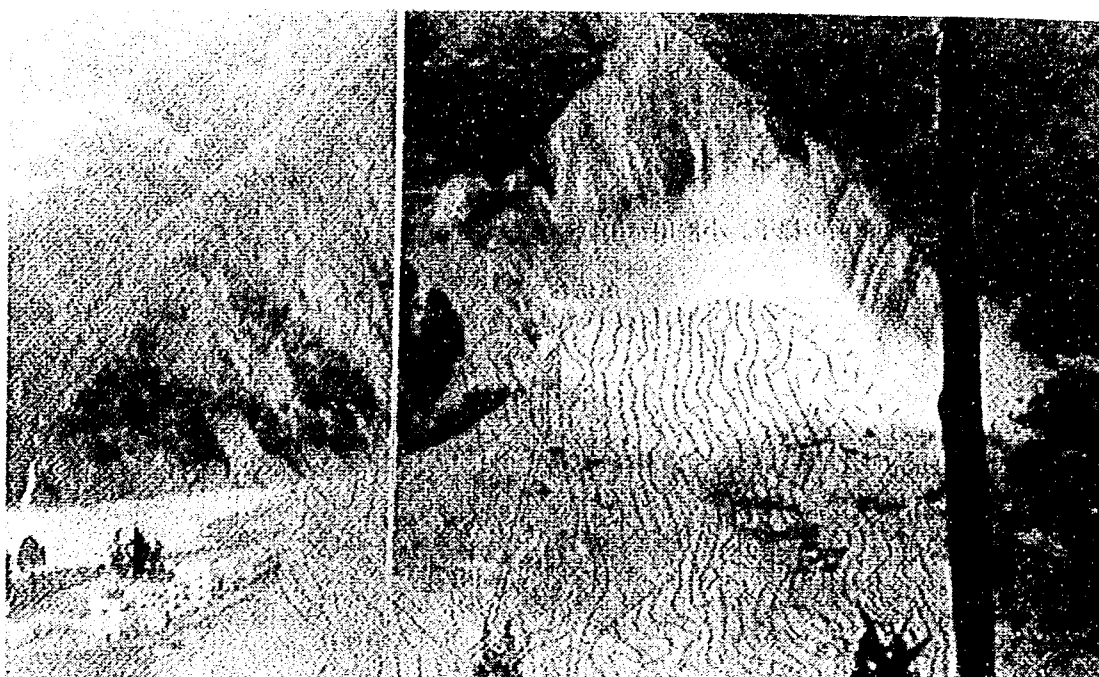
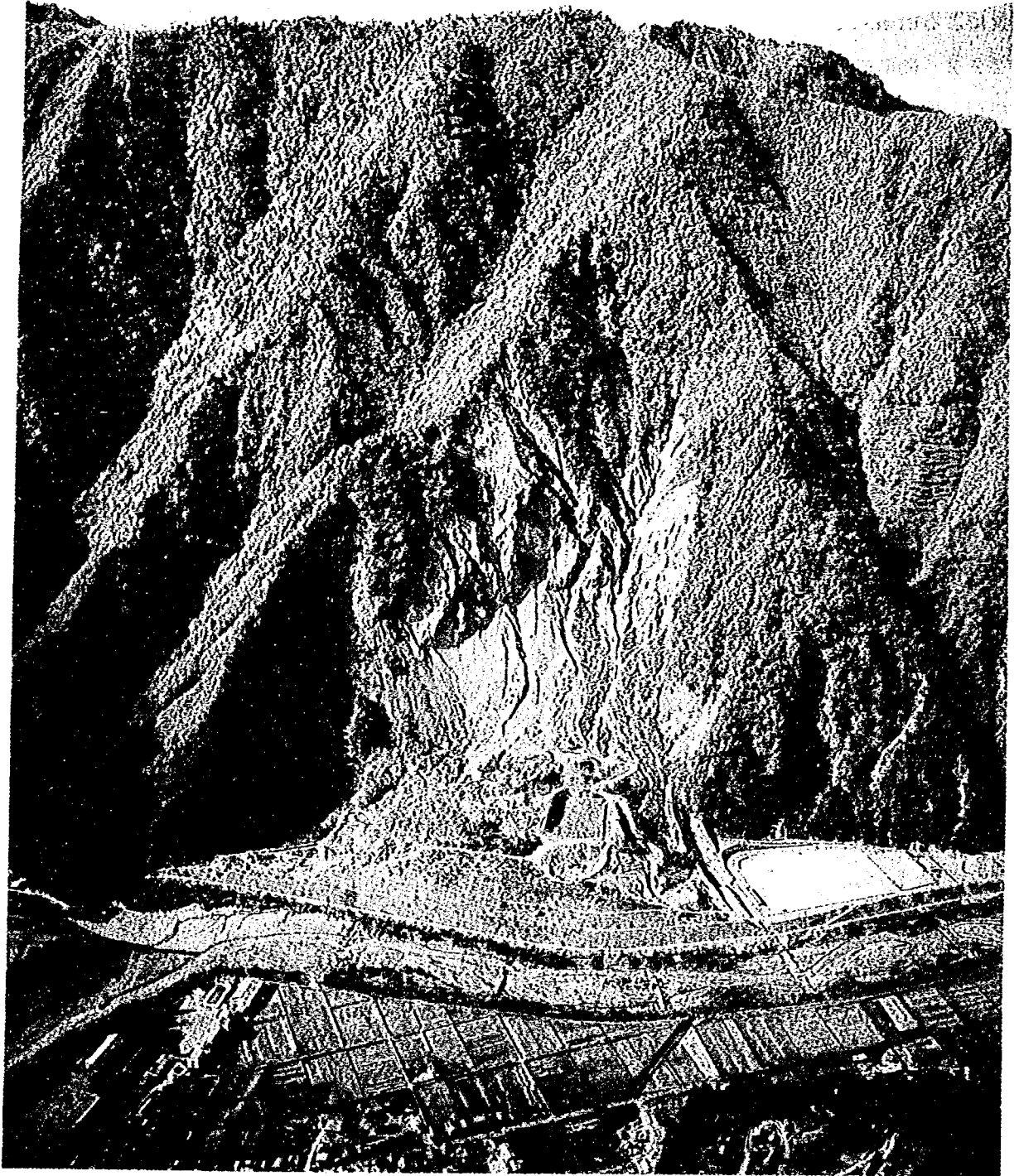


写真-2.1(b) 大西山崩落の瞬間(昭和36年6月29日9時10分)²⁾



写真－2.2 現在の大西山の状況²⁾

2.2 模型実験の概要

2.2.1 実験目的

大西山の大崩壊は、雨量のピークが過ぎたあとしばらくして崩壊していることと、湾曲部外湾側に位置していることから、溪岸は、侵食を受けていたと考えられる。そこで、溪岸侵食状況の把握と、溪岸侵食による崩壊発生機構の解明、崩壊発生後の下流への影響を把握することを目的に実験を行った。

2.2.2 模型の概要

模型の取り入れ範囲は、崩壊発生後の下流への影響を把握することを考え図-2.3、写真-2.3に示すとおりとした。河道の縦断勾配は、図-2.4に示すとおりで $I = 1/50$ である。支川の青木川が合流する影響は、実験の目的から考えて無視した。

模型の縮尺は、鉛直、水平ともに $1/200$ とし、フルード相似則により実験諸量を決定した。表-2.2に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

2.2.3 実験条件

実験の条件と内容を表-2.3に示す。

1) 流 量

小波川の模型下流端での計画流量は、 $1346.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ (模型値で 2.42 l/sec) である。昭和36年の集中豪雨は、表-2.1に示すように6月27日の雨量は、 275.0 mm/日 であり流量にすると $1641.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ (模型値で 2.9 l/sec) で計画を上回るものであった。崩壊が発生したのはこれよりも1日以上後なので流量は予備実験を行って決定した。CASE 2は通水開始後1時間で、またCASE 4では、通水開始後40分で 2 l/sec から 4 l/sec へ変えている。

2) 河床材料

現地の河床材料と実験に使用した河床材料を図-2.5併記した。実験に使用した河床材料は平均粒径 $d_m = 0.25 \text{ mm}$ の砂である。予備実験では、崩壊地の砂にベントナイトを5%混入している。予備実験より、無給砂としても上流で洗掘された土地が、下流の河道で堆積する現象が見られたので、給砂は行わないこととした。

3) 崩壊地への給水

給水は、噴霧器を用いて霧状に崩壊斜面上側へ給水した。給水量は、 42 l/時 とした。崩壊面積は、 4.5 m^2 であるので給水量を崩壊地への降雨量に換算すると 9.3 mm/時 である。

4) 崩壊斜面の摩擦係数

表-2.3の摩擦係数は、崩壊斜面の摩擦係数 μ を示している。摩擦係数 $\mu = 0.85$ は、モルタル面の摩擦係数で、 $\mu = 0.55$ は、モルタルにペンキを塗った面の摩擦係数である。

表-2.2 諸量の縮率

	諸元	次元	縮尺	
			比	縮尺
幾 可 学 的 な 量	水 平 (X)	L	Xr	1 : 200
	鉛直 (h) (水深・標高)	L	hr	1 : 200
	勾 配 (h/X)	—	hr · Xr ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	hr · Xr	1 : 40,000
	体 積 (Vm ³)	L ³	hr · Xr ²	1 : 8,000,000
流 水 に 関 す る 量	フ ル ー ド 数 (Fr)	—	1	1
	流 速 (V)	LT ⁻¹	hr ^{1/2}	1 : 14.1422
	流 量 (Q)	L ³ T ⁻¹	Xr · hr ^{3/2}	1 : 565,685
	時 間 (T)	T	Xr · hr ^{1/2}	1 : 14.1422
	圧 力 の 強 さ (P)	FL ⁻²	hr	1 : 200
	粗 度 係 数 (n)	L ^{1/3} T	hr ^{2/3} · Xr ^{1/2}	1 : 2.4183
	流 量 係 数 (c)	—	1	1
	掃 流 力 (Z)	FL ⁻²	hr	1 : 200
	エ ネ ル ギ ー (E)	FL	hr ⁴	1 : 1,600,000,000
	運 動 量 (mV)	FT	hr ^{7/2}	1 : 113,137,085

表-2.3 実験ケースの一覧表

CASE	流量 (ℓ/s)	実験時間	散水	摩擦係数	備 考
予備実験	1 ~ 4	1 時間	無	0.85	崩壊地の砂厚は 6 cm とした。
1	2	40 分	有	0.85	同 上
2	2, 4	2 時間 20 分	有	0.55	同 上
3	2	2 時間	無	0.55	同 上
4	2, 4	2 時間	無	0.55	崩壊地の砂厚は 16 cm とした。

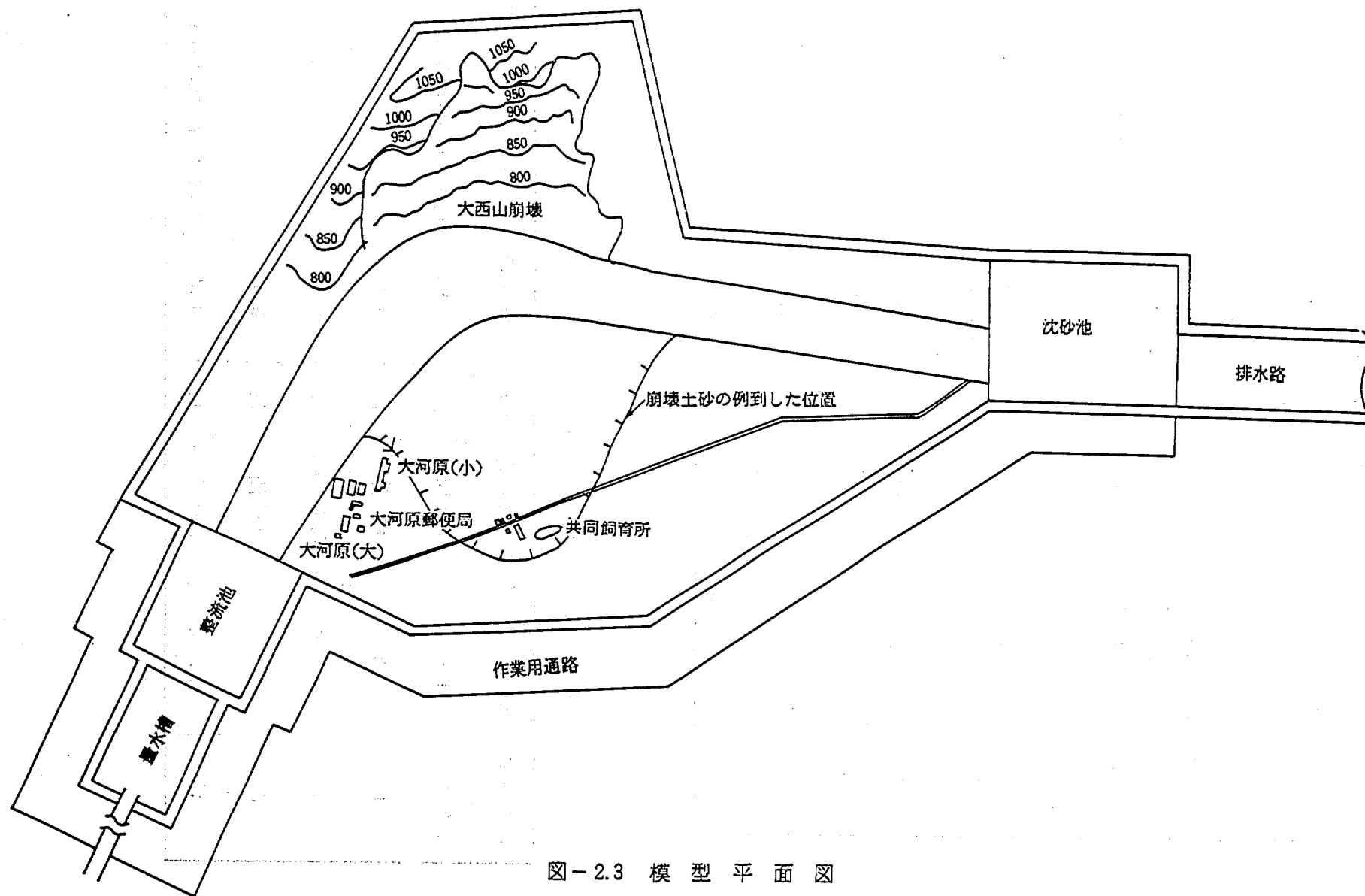


図-2.3 模型平面図

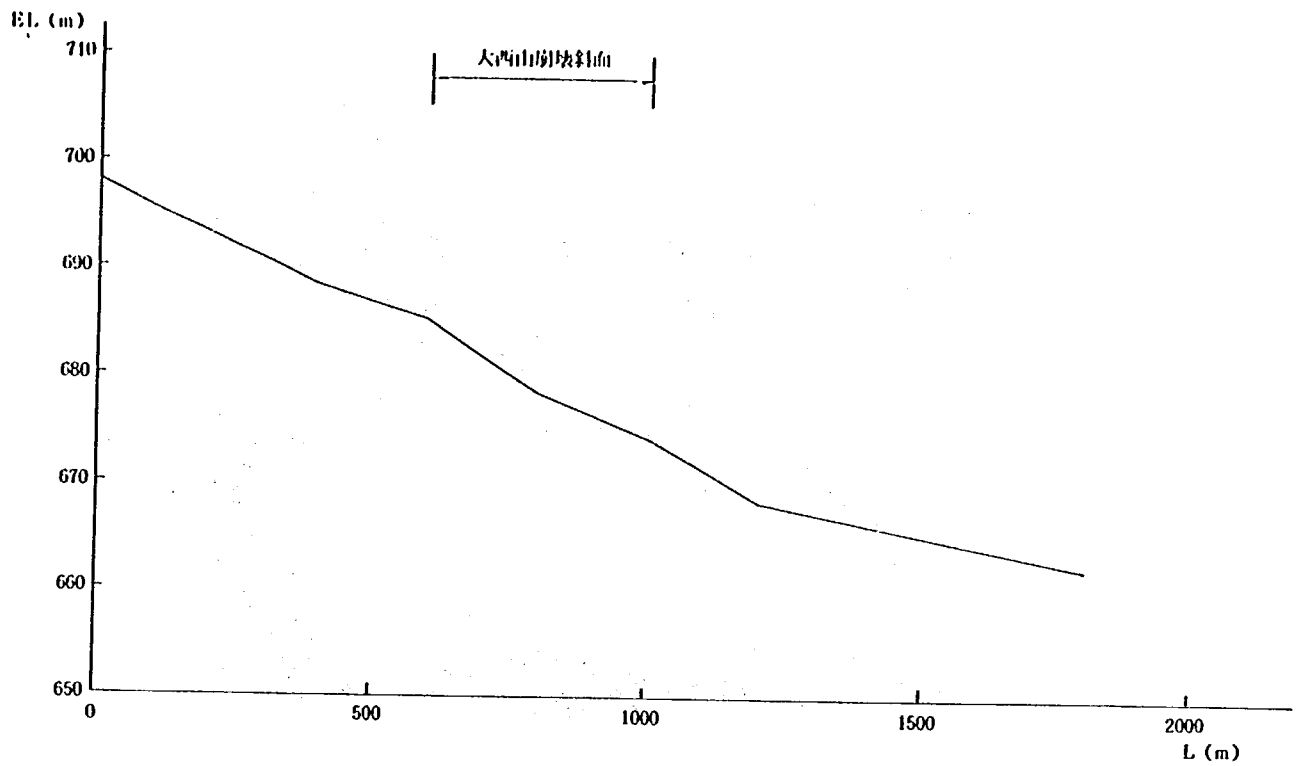


図-2.4 小渋川縦断面図

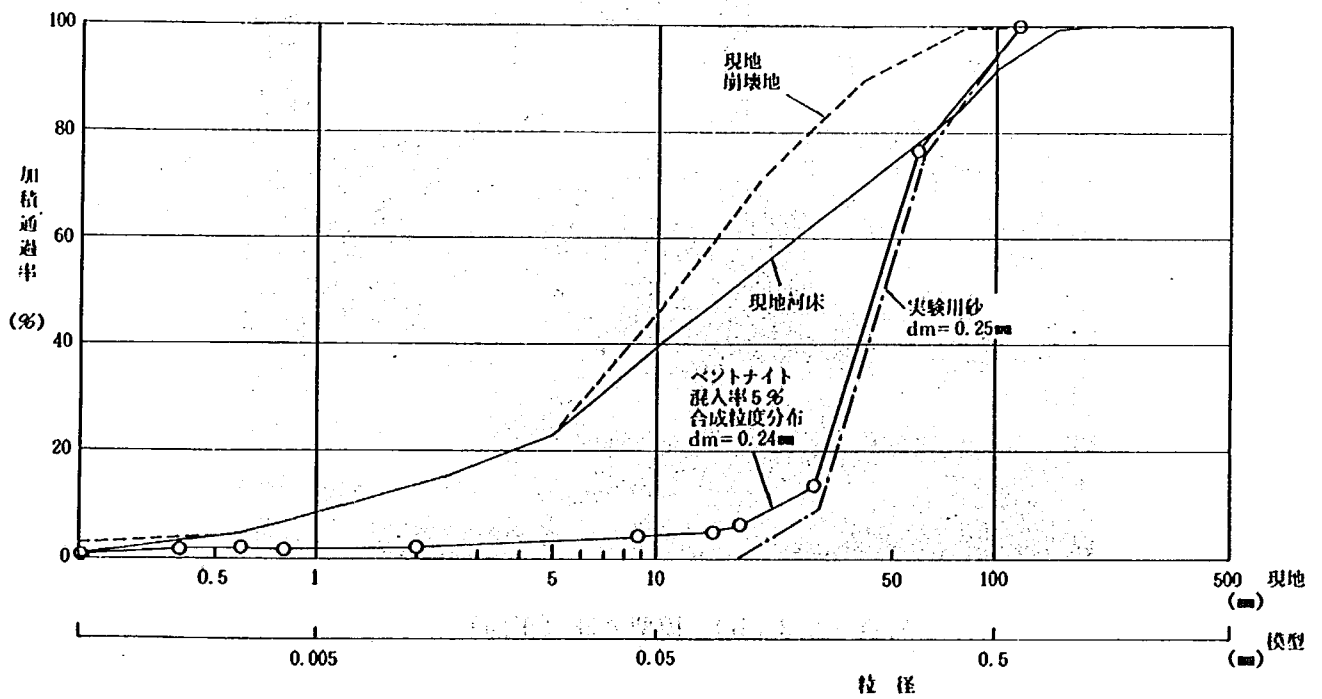


図-2.5 河床材料の粒度分布図

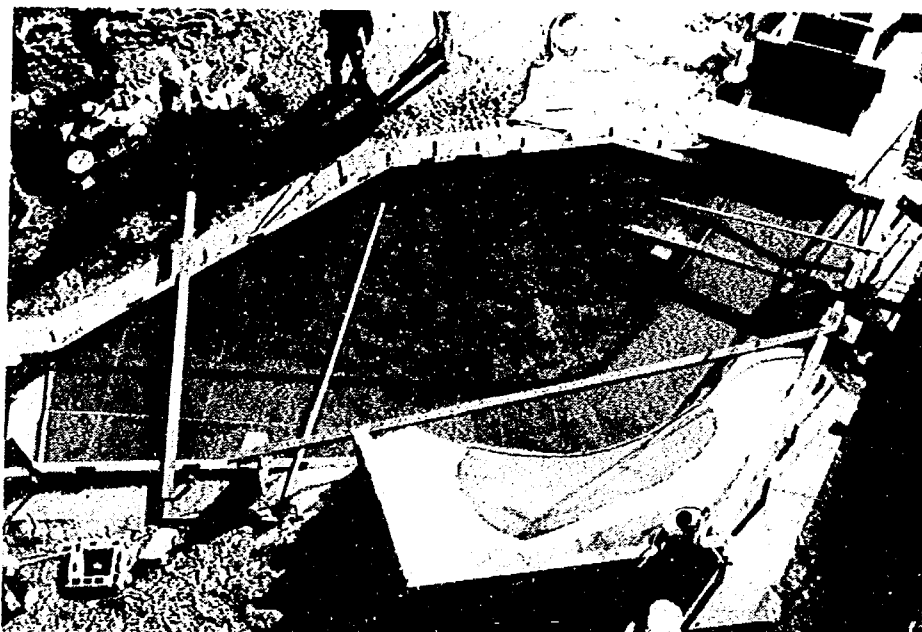
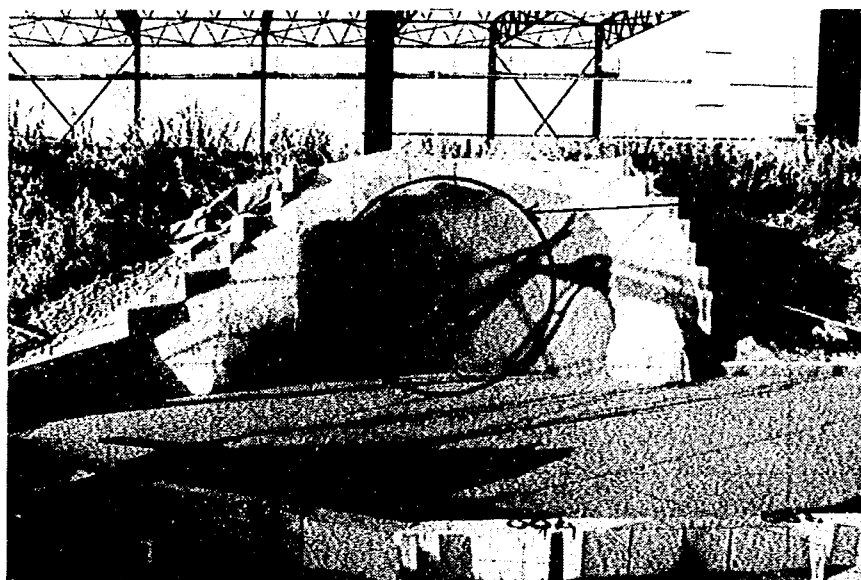


写真-2.3 (a) 模型全景 (平面)



36年に崩壊
した部分

写真-2.3 (b) 模型全景 (正面)

2.3 予備実験と結果

2.3.1 予備実験結果

(1) 実験条件

流量は 1, 2, 2.5, 4 ℓ /sec と、連続的に変化させた。崩壊地の河床材料のベントナイト混入率は 5 % とした。

(2) 実験結果

流況観察結果を表-2.4 に示す。実験結果より、2 ℓ /sec 程度で溪岸部分の法先は侵食されるため、本実験に用いる流量は 2 ℓ /sec とした。

給砂は行わなくとも、上流部の洗掘土砂が下流に供給されるため、本実験でも無給砂とすることとした。

崩壊地のベントナイト混入率を 5 % とした場合では、粘着力により溪岸崩壊は生じないため、本実験では崩壊地にベントナイトを混入しないこととした。

流路の右岸は $Q = 2 \ell$ /sec 時に侵食され右岸側の背後地に氾濫したため、本実験では右岸にベニヤ板を張り付け、氾濫を防止することとした。

表-2.4 流況観測結果

C A S E	実 験 条 件
予 備	崩壊地のベントナイト混入率 5 %, $Q = 1, 2, 2.5, 4 \ell$ /sec, 無給砂
①	流量 1 ℓ /sec を 10 分間通水したが溪岸の崩壊は生じなかった。水衝部は 800 ~ 900 地点となっており、溪岸の法先部分では、2 ~ 3 cm の侵食を生じていた (写真-2.4)。
②	10 ~ 20 分時、流量を 2 ℓ /sec に増水した。流水が右岸側へ氾濫したため、流水を溪岸部分に導く導流堤を設置した。この時点で、900 付近では法先部分が 5 cm 程度洗掘されており、モルタル面が露出した。しかし、溪岸の崩壊は生じなかった (写真-2.5)。
③	20 ~ 30 分時、流量を 2.5 ℓ /sec に増水した。溪岸の法先部分の侵食は上流側へ移動し、700 付近までモルタル面が露出する。溪岸部分の崩壊は生じない (写真-2.6)。
④	30 ~ 60 分時、流量を 4 ℓ /sec に増水するとともに、崩壊斜面に散水を行ったが、崩壊斜面の砂の粘着力が大きいため、斜面にがり侵食を生じるのみで、斜面の崩壊は生じなかった (写真-2.7)。
⑤	溪岸侵食速度は $Q = 1 \ell$ /sec 時には 900 地点で 0.05 mm/sec 程度であった。

2.3.2 本実験の結果

(1) CASE - 1

① 実験条件

流量は2ℓ/secとし、崩壊斜面の砂にはベントナイトを混入しないこととした。また、散水を0.7ℓ/minの割合で行った。これを雨量強度に換算すると8.4mm/hとなり、現地の値でな118.8mm/hとなる。

② 実験結果

流況観察結果を表-2.5に示す。

溪岸部分の法先が完全に侵食された場合でも溪岸崩壊は生じなかった。

③ 問題点

崩壊地のモルタル面（すべり面）の粗度が大きすぎるため、崩壊が生じないものと考えられる。

④ 対策

崩壊地のモルタル面（すべり面）にペンキを塗り滑らかにする。

表-2.5 流況観察結果

CASE	実験条件
1	Q = 2ℓ/sec, ベントナイト混入率0%, 無給砂, 散水0.7ℓ/min
① 溪岸の侵食速度は900付近で最も大きく、0.2mm/sec程度であり、5分程度でモルタル面が露出する（写真-2.8）。	
② 溪岸の侵食は上流側へ進行し、約15分で法先部分はモルタル面が露出するが、溪岸の崩壊は生じない（写真-2.9）。	
③ 法先部分が侵食された後は、散水しても崩壊地にはほとんど影響が見られない（写真-2.10）。	
④ 流出土砂濃度にはあまり変化が見られず、0.02～0.04%であった。	
⑤ 外湾側近傍の流速は900～1100間で最も大きく、0.5m/sec程度である。	

(2) CASE - 2

① 実験条件

崩壊地のモルタル面（すべり面）は、ペンキを塗り滑らかにした。なお、元のモルタル面とペンキを塗った場合の斜面と砂の摩擦係数を測定したところ、元のモルタル面では0.85、ペンキを塗った場合には0.55であった。

流量は2ℓ/secとしたが、溪岸部分の法先が侵食されると、溪岸が沈下し、法先部分の侵食が進まなくなるため、通水開始1時間以降、流量を4ℓ/secに増水した。

その他の条件はCASE-1と同じとした。

② 実験結果

流況観察結果を表－2.6 に示す。

実験結果より、モルタル面を滑らかにしたことにより、崩壊地はすべり易くなったが、崩壊は起らず、溪岸侵食及び散水により崩壊地が地すべりの的に移動した。

なお、実験終了後の溪岸材料の含水比は20%であった。

③ 問題点

散水を行ったことにより、溪岸材料の含水比が大きくなり、崩壊地が地すべりの的に移動するだけであった。

④ 対策

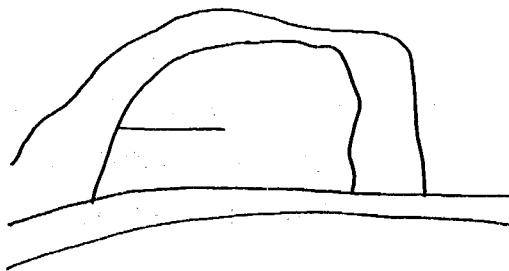
散水を行わないで実験する。

表－2.6 流況観察結果

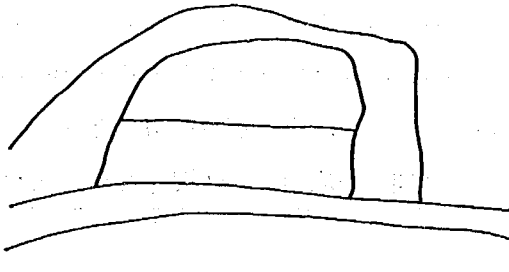
C A S E	実 験 条 件			
2	流 量	ベントナイト混入率	散 水 量	溪岸部分の摩擦係数
	0～60分 2ℓ/sec 60～140分 4ℓ/sec	0 %	0.7 ℓ/min	0.55

① 2分後、崩壊斜面中間部分左半分に亀裂が入る（写真－2.11）。
 ② この亀裂は、5分後に斜面全体に広がる（写真－2.12）。
 ③ 溪岸侵食速度が最も大きいのは900～1100間で、0.13 mm/sec 程度であった。
 ④ 溪岸法先部の侵食が上流部に進行するに従い、亀裂のはいった部分の下の斜面がすべり、法先部分を埋めもどし再び法先部分が侵食される、という過程を繰り返す（写真－2.13）。
 ⑤ 15分後に、崩壊斜面左下方部分が崩壊することにより、流向が右岸寄りとなり、溪岸法先部分が洗掘されにくくなる（写真－2.14, 15）。
 ⑥ また、55分頃より散水の影響により亀裂より上の斜面が地すべりの的に移動し始める（写真－2.16）。
 ⑦ 60分後より流量を4ℓ/secに増水したことにより、再び流向が左岸寄りとなり（写真－2.17）、④の過程が繰り返される（写真－2.18）。

T=2分時



T=5分時



(3) CASE - 3

① 実験条件

散水を行わないで実験した。流量は2ℓ/secとし、その他の条件はCASE-2と同じとした。

② 実験結果

流況観察結果を表-2.7に示す。

崩壊斜面は勾配変化点より亀裂が入り、亀裂より下の部分が溪岸侵食により沈下する。なお、実験終了後の溪岸材料の含水比は15%であった。

③ 問題点

- ㊦ 溪岸侵食により勾配変化点より下の部分が移動するだけで、溪岸の崩壊は生じない。
- ㊦ 溪岸材料の含水比が大きいため、見かけの粘着力が大きくなっているものと考えられる。

④ 対策

- ㊦ 崩壊地の移動床部分を厚くすることにより、崩壊斜面の安全率を小さくする。
- ㊦ 溪岸材料に含水比の小さい乾いた砂を用いる。

表-2.7 流況観察結果

CASE	実験条件			
3	流量	ベントナイト混入率	散水量	崩壊斜面の摩擦係数
	2ℓ/sec	0%	0	0.55

① 40秒後に斜面中間部分に亀裂が入る(写真-2.19)。

② 溪岸侵食速度の最大値は800付近で生じ、0.25 mm/sec程度であった。

③ 亀裂より下方の斜面は、法先部分が侵食されると沈下して、法先部分を埋め戻し、再び侵食される過程を繰り返す(写真-2.20)。

④ 10分後には亀裂は9 cmに広がる。この時点までの亀裂の平均広がり速度は0.15 mm/secである。

⑤ 20分後より上流部分の洗掘土砂が溪岸前面に堆積するため、流向が右寄りとなる(写真-2.21)。

⑥ 38分後、600付近の亀裂より下方の斜面が法先部分の洗掘により崩壊する(写真-2.22)。この崩壊のため、流向が右岸寄りとなり、溪岸法先部分が侵食されなくなる。

⑦ 2時間後の崩壊地の状況を写真-2.23に示す。

⑤ 崩壊斜面の移動床を厚くした場合の安全率の変化

河床材料の内部摩擦角と粘着力を以下のように仮定して分割法で計算した。

すべり面はモルタル面にペンキを塗ったものと仮定し、斜面と砂の摩擦係数が0.55であるので、内部摩擦角は30°と仮定する。粘着力は、崩壊斜面の安全率が1程度となるように10 t/m³とした。

その結果、現況の安全率を 1.0 とした場合の安全率の減少は図-2.6 に示すようになる。

(4) CASE-4

① 実験条件

崩壊地の移動床を平均16cm厚とした。

流量は2ℓ/secとしたが、溪岸の法先部分が侵食されると崩壊斜面がすべり、溪岸侵食が進まなくなるため、40分後より流量を4ℓ/sに増水した。溪岸材料は乾いた砂を混合し、含水比を10%とした。

② 実験結果

流況観察結果を表-2.8 に示す。

崩壊地の砂を厚くしても、亀裂の入った部分より下の斜面が沈下するだけで、崩壊は生じなかった。

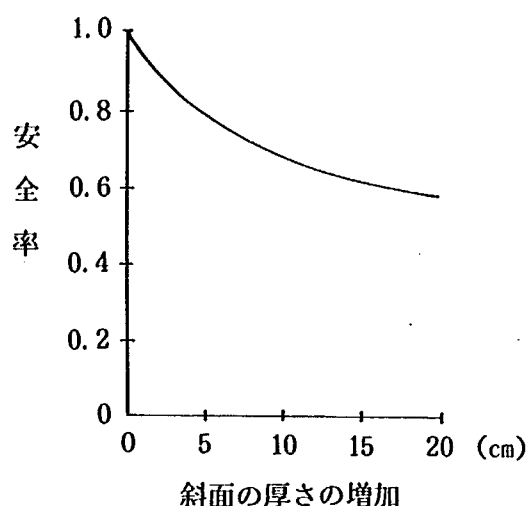


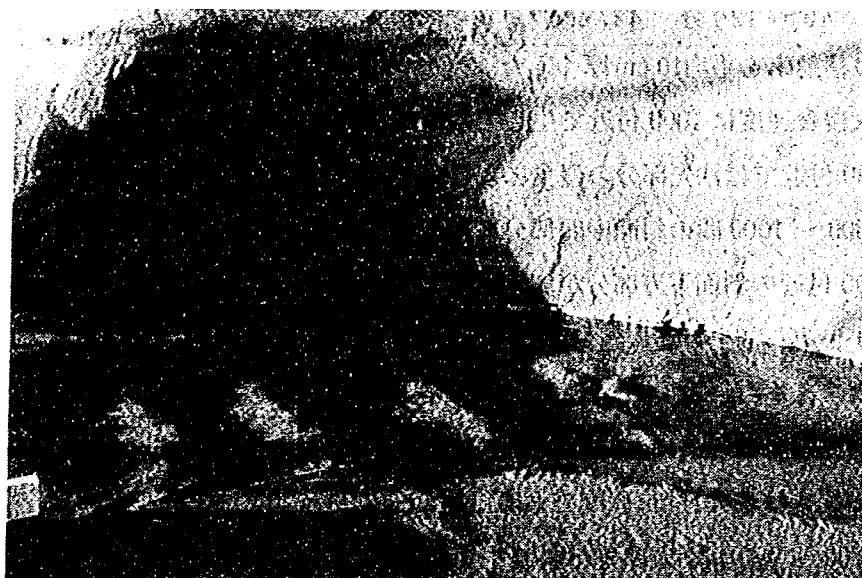
図-2.6 斜面の厚さの増加と安全率の関係

表-2.8 流況観察結果

CASE	実験条件			
4	流量	ベントナイト混入率	散水量	崩壊斜面の摩擦係数
	0 ~ 40 分 2ℓ/sec 40 ~ 120 分 4ℓ/sec	0 %	0	0.55
① 崩壊斜面の移動床を平均10 cm厚くした。 ② 溪岸の最大侵食速度は 1000 付近で生じており、0.33 mm/sec であった。 ③ 2 分後 1000 付近では法先部分の侵食により、下方部分に亀裂がはいる (写真-2.24)。 ④ 10 分後、800 ~ 1000 間の斜面中間部分に亀裂が入る (写真-2.25)。 ⑤ 20 分後 1000 付近の斜面下方部分が崩壊する (写真-2.26)。 ⑥ 36 分後 600 ~ 700 間上方部に亀裂が入る (写真-2.27)。 ⑦ 40 分後に流量を 4ℓ/s に増水したことにより、溪岸法先部分の侵食が大きくなる (写真-2.28)。 ⑧ 50 分後、法先部分の侵食により亀裂より下方部分がすべり亀裂が広がる (写真-2.29)。この時点での亀裂の深さは最大11cm程度である (写真-2.30)。 ⑨ 65 分後、700 ~ 900 間下方部分が崩壊する (写真-2.31)。 ⑩ 88 分後、500 ~ 600 間下方部分が崩壊する (写真-2.32)。 ⑪ 115 分後、500 ~ 700 間下方部分が崩壊する (写真-2.33)。				



写真－2.4 溪岸侵食状況（予備実験 10分）



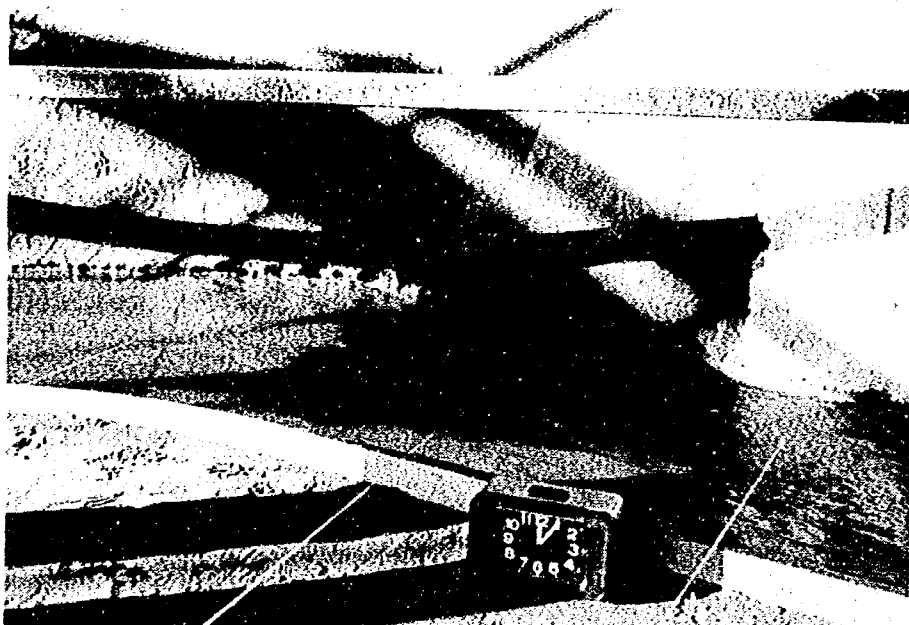
写真－2.5 溪岸侵食状況（予備実験 20分）



写真－2.6 溪岸侵食によりモルタルが露出している（予備実験 30分）



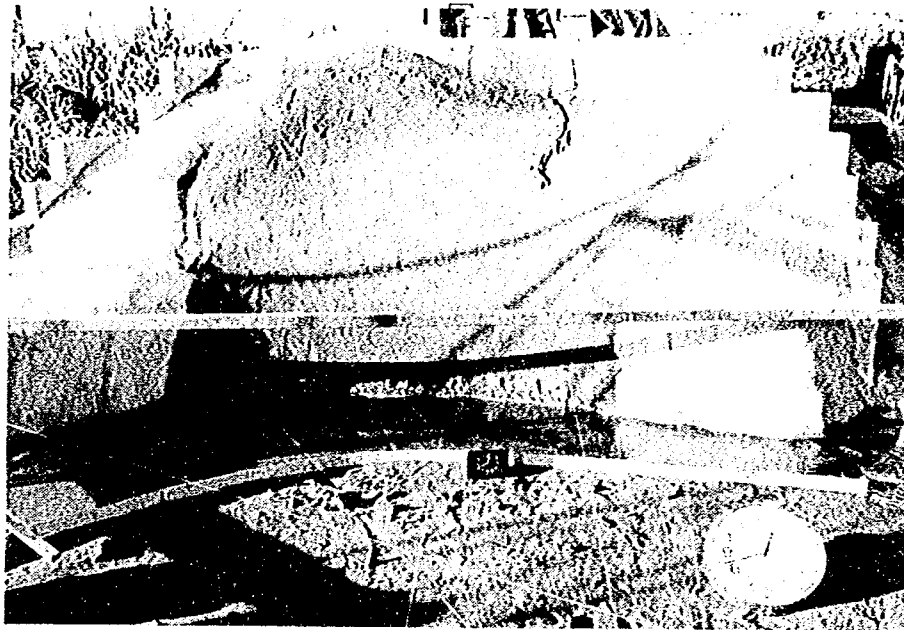
写真－2.7 崩壊地に散水を行ったが崩壊は発生しない（予備実験 50分）



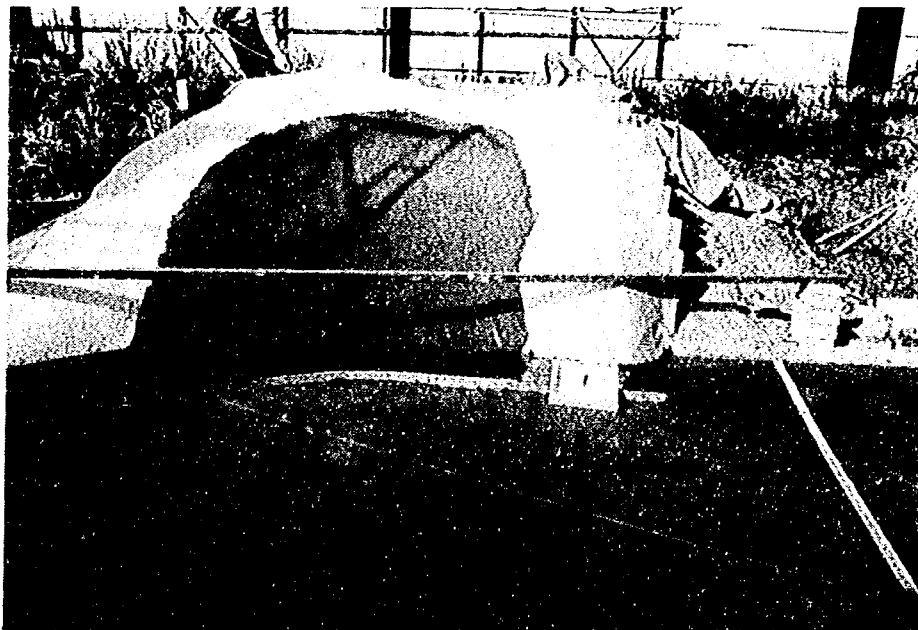
写真－2.8 溪岸侵食状況（CASE 1 5分）



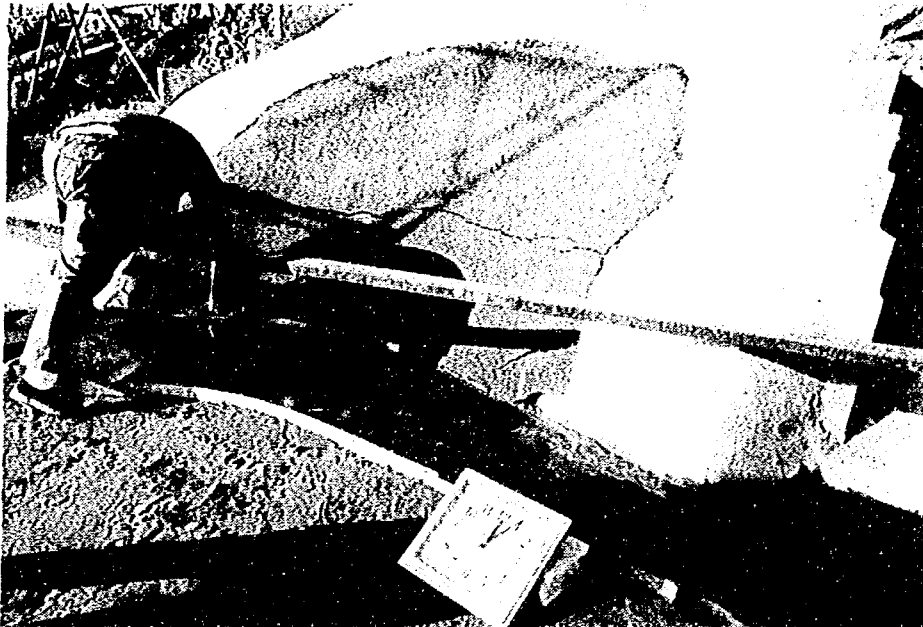
写真－2.9 溪岸侵食状況（モルタル面が露出）（CASE 1 15分）



写真－2.10 崩壊地に散水を行ったが崩壊は発生しない（CASE 1 40分）



写真－2.11 崩壊地中央左側に亀裂が入る（CASE 2 2分）



写真－2.12 中央の亀裂により崩壊地が上側と下側に別れる
(CASE 2 5分)



写真－2.13 崩壊地の亀裂と侵食状況 (CASE 2 10分)

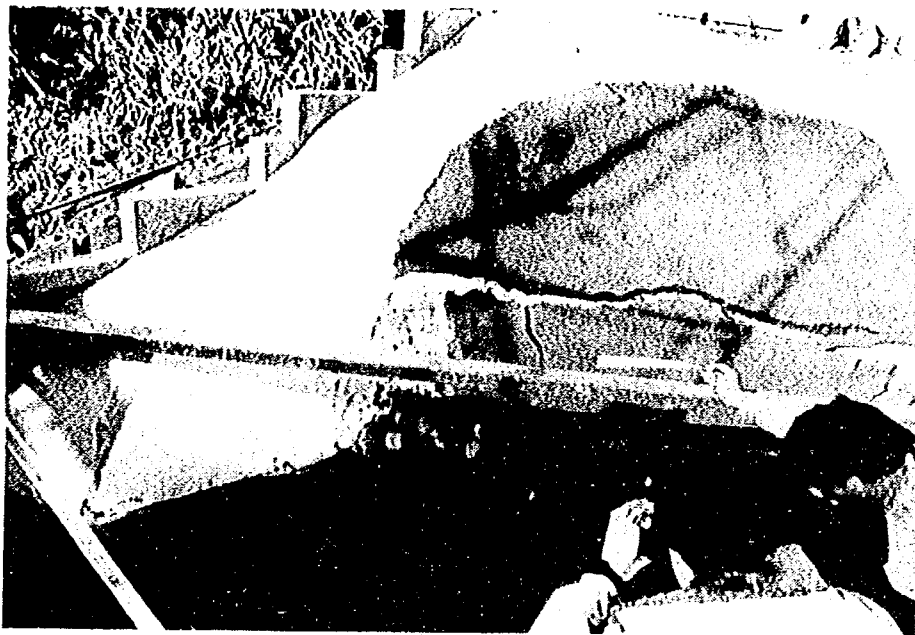


写真-2.14 崩壊地の土流側が崩落する (CASE 15分)

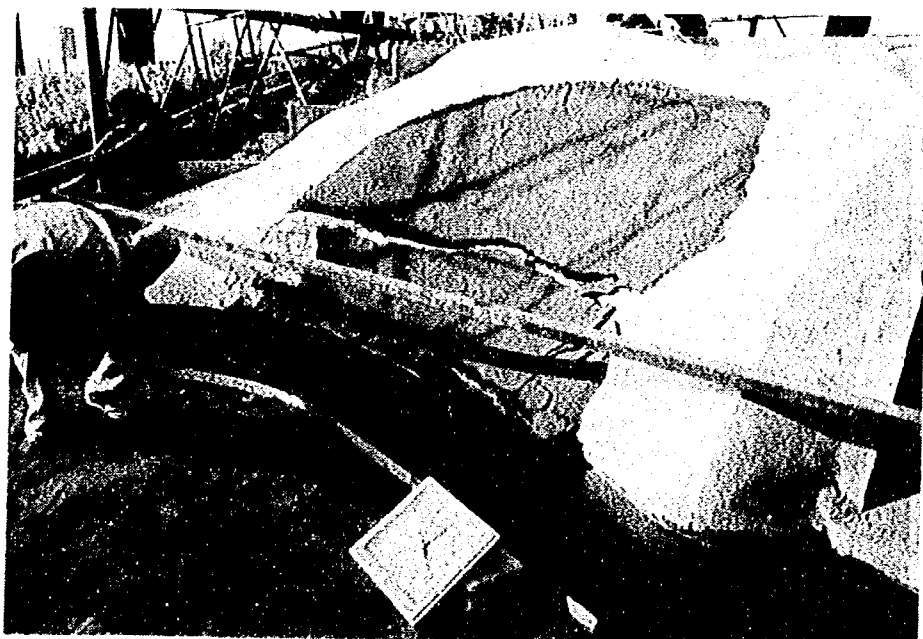


写真-2.15 湾曲部の流況 (CASE 2 15分)

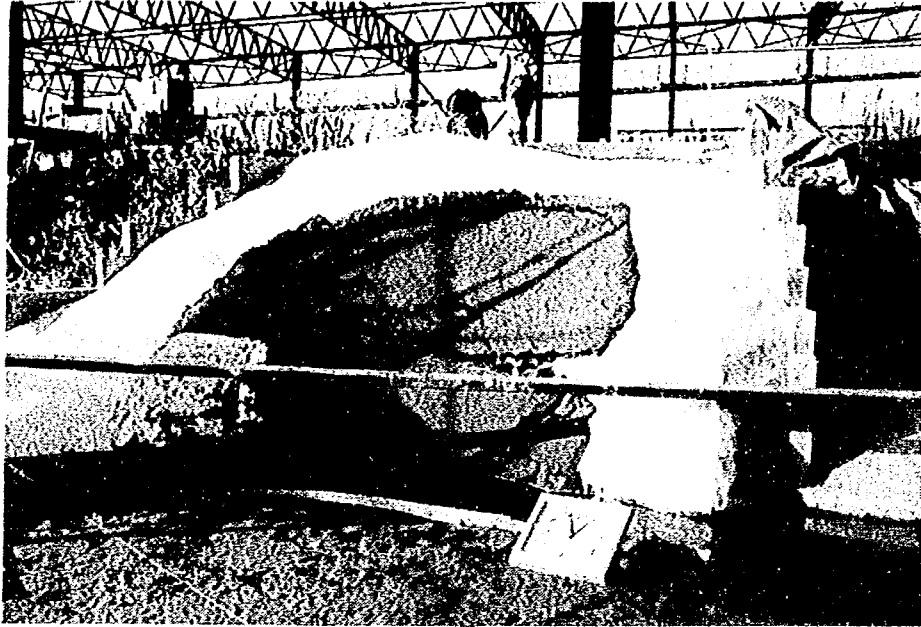


写真- 2.16 崩壊地が地すべりの的に滑り始める (CASE 2 55分)

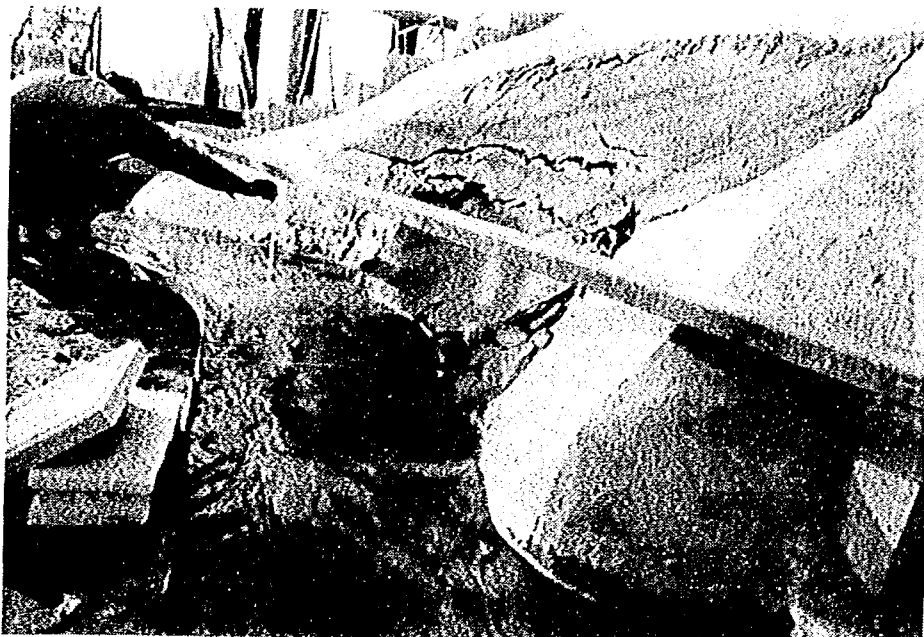
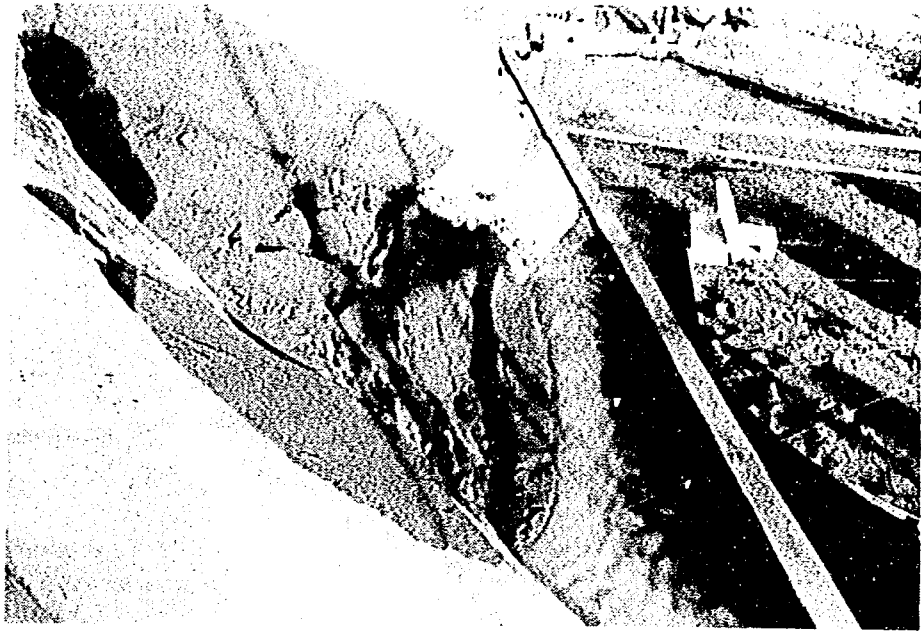
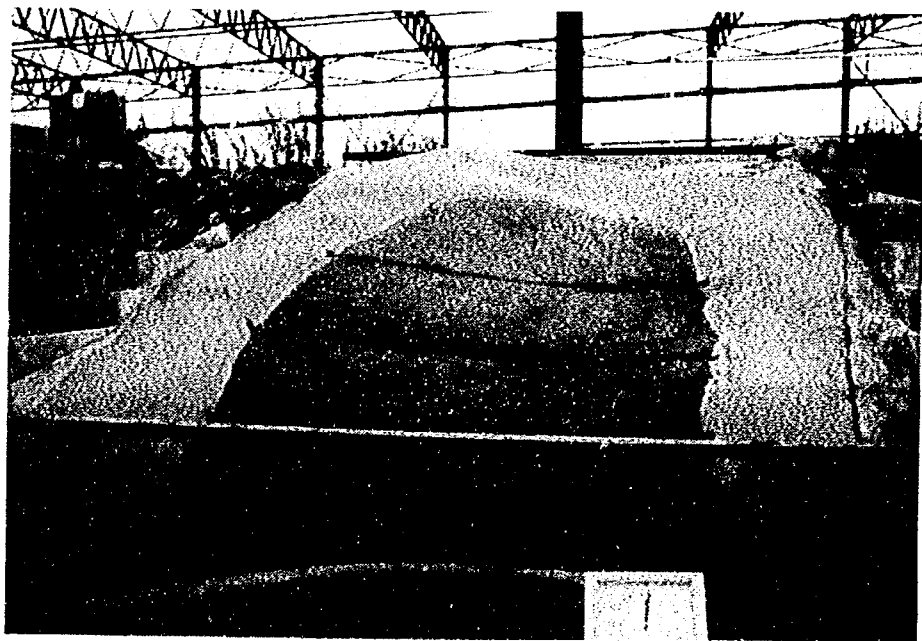


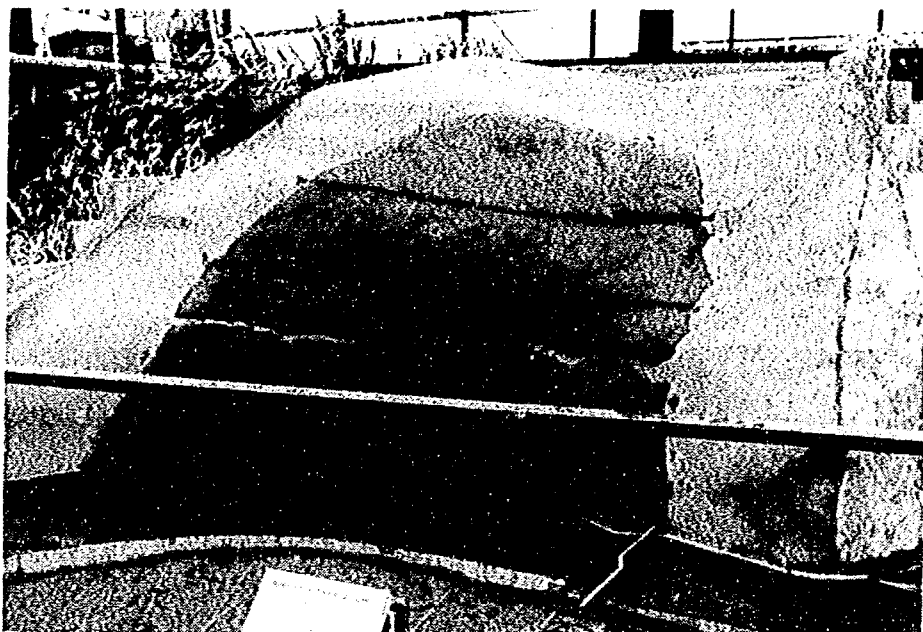
写真- 2.17 湾曲部の流況 (CASE 2 60分)



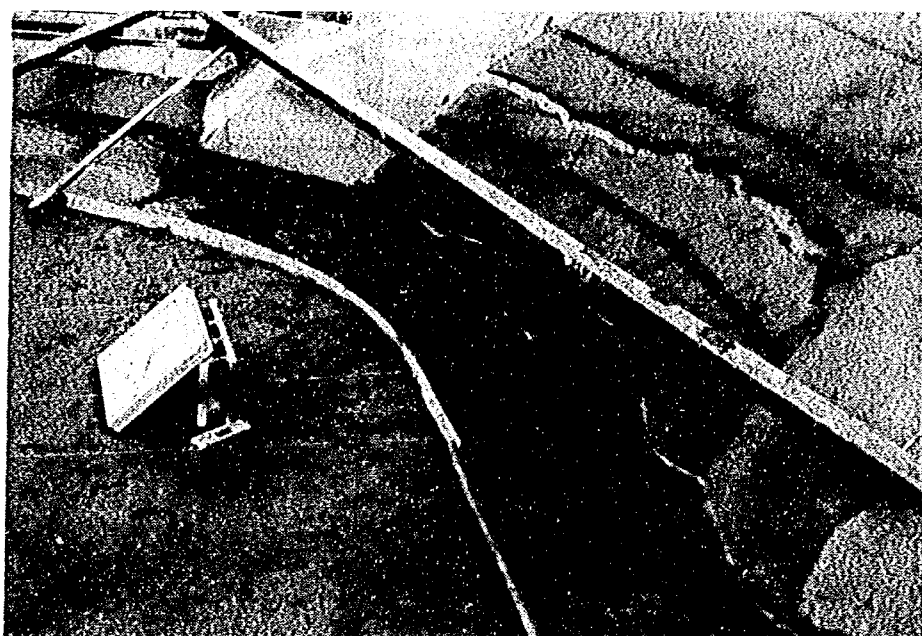
写真－2.18 崩壊地と溪岸の状況（CASE 2 60分）



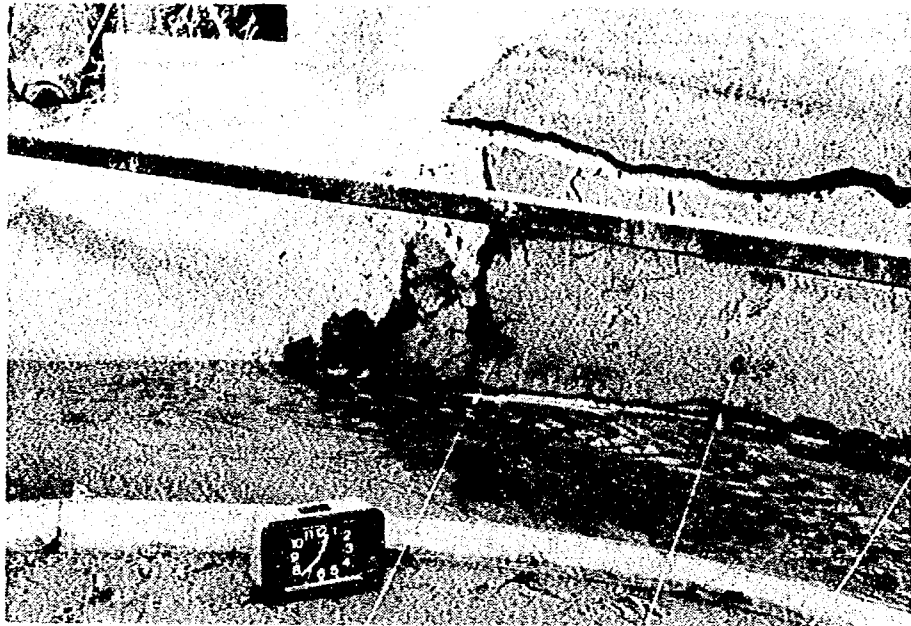
写真－2.19 崩壊地に亀裂が入る（CASE 3 40秒）



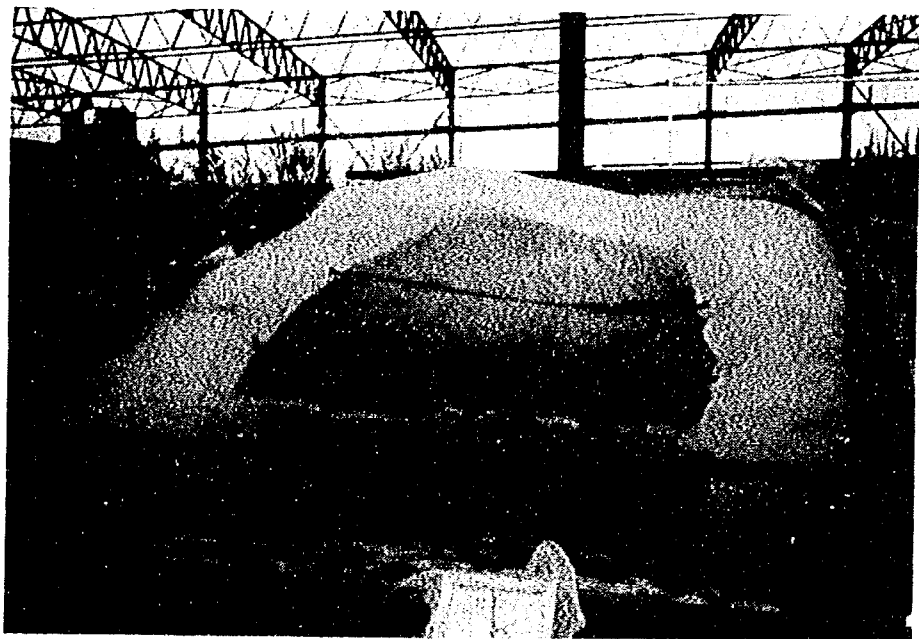
写真－2.20 溪岸侵食状況と亀裂の広がり（CASE 3 10分）



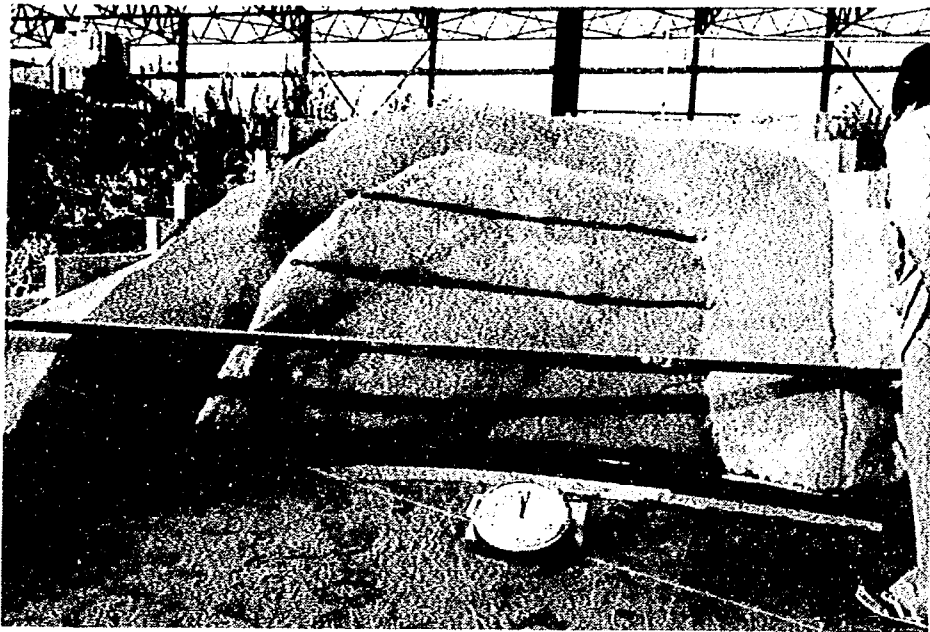
写真－2.21 湾曲部の状況，湾岸侵食が進まなくなる
（CASE 3 20分）



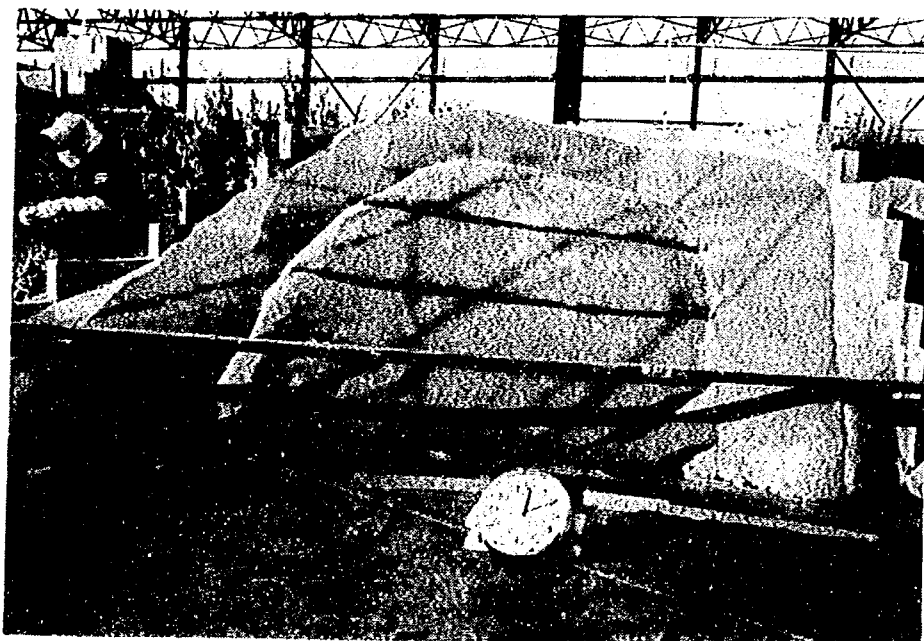
写真－2.22 崩壊地上流側が崩落する（CASE 3 38分）



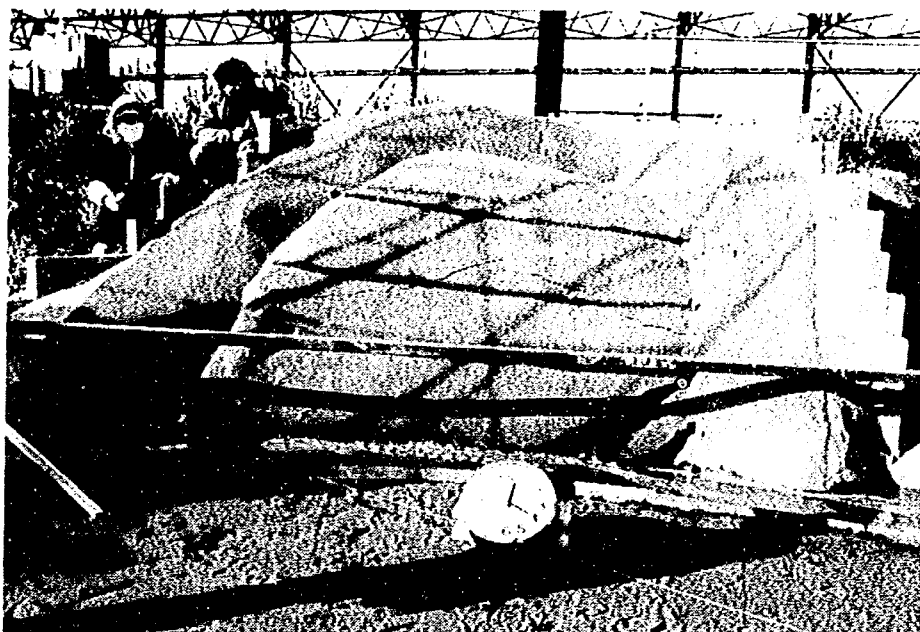
写真－2.23 崩壊地の状況（CASE 3 118分）



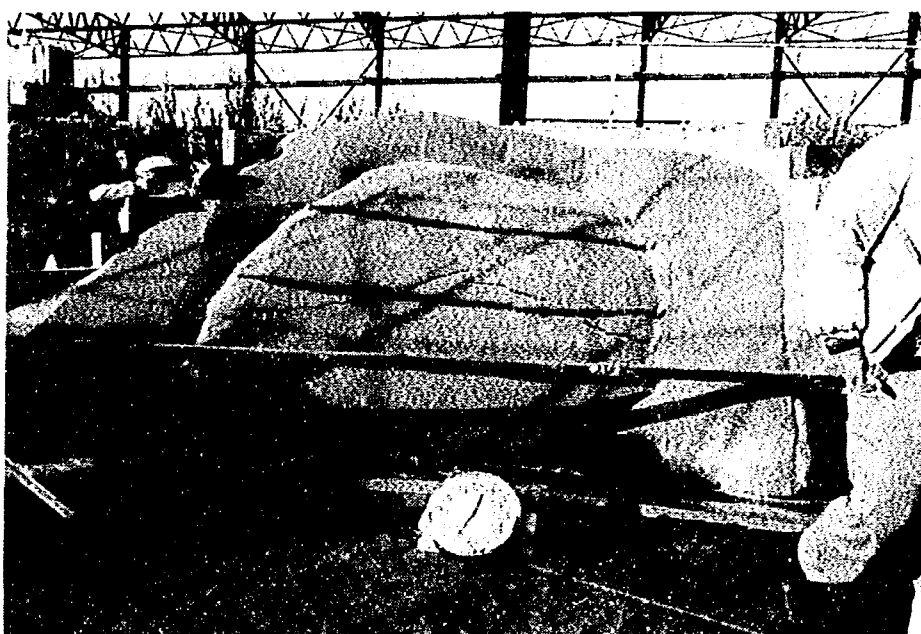
写真－2.24 崩壊地下流側に亀裂が入る（CASE 4 2分）



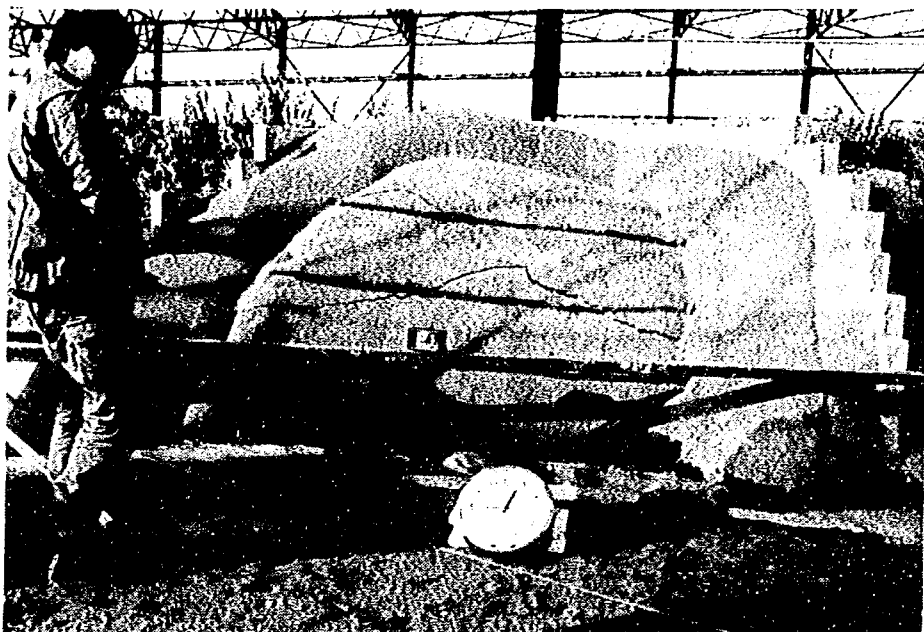
写真－2.25 崩壊地中央に亀裂が入る（CASE 4 10分）



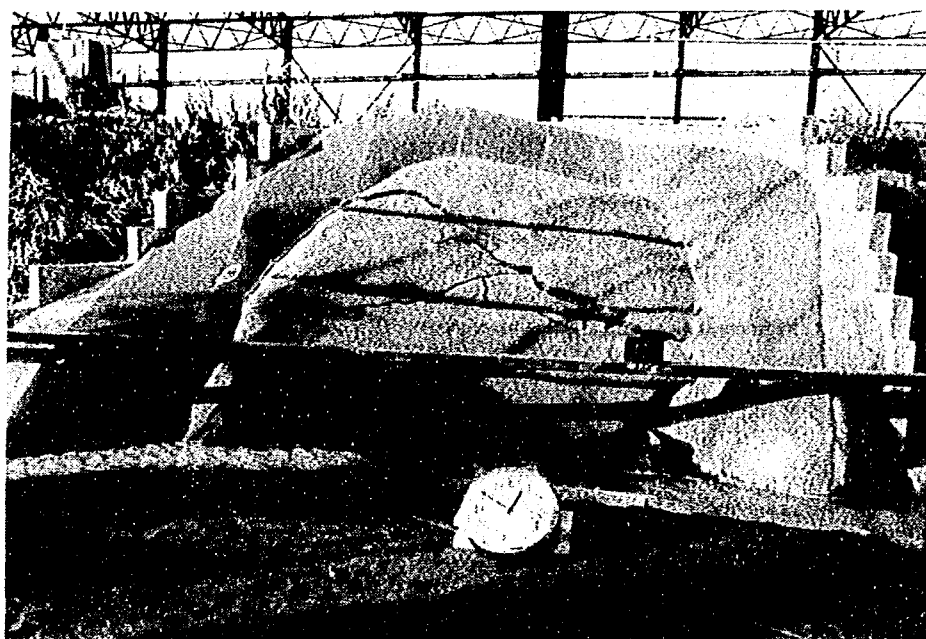
写真－2.26 下流側の斜面が崩壊する（CASE 4 20分）



写真－2.27 崩壊地の状況（CASE 4 36分）



写真－2.28 溪岸侵食状況（CASE 4 40分）



写真－2.29 溪岸侵食が進むに連れて崩壊地の亀裂が広がる
（CASE 4 50分）



写真- 2.30 崩壊地の亀裂は11cm 程度である (CASE 4 50分)

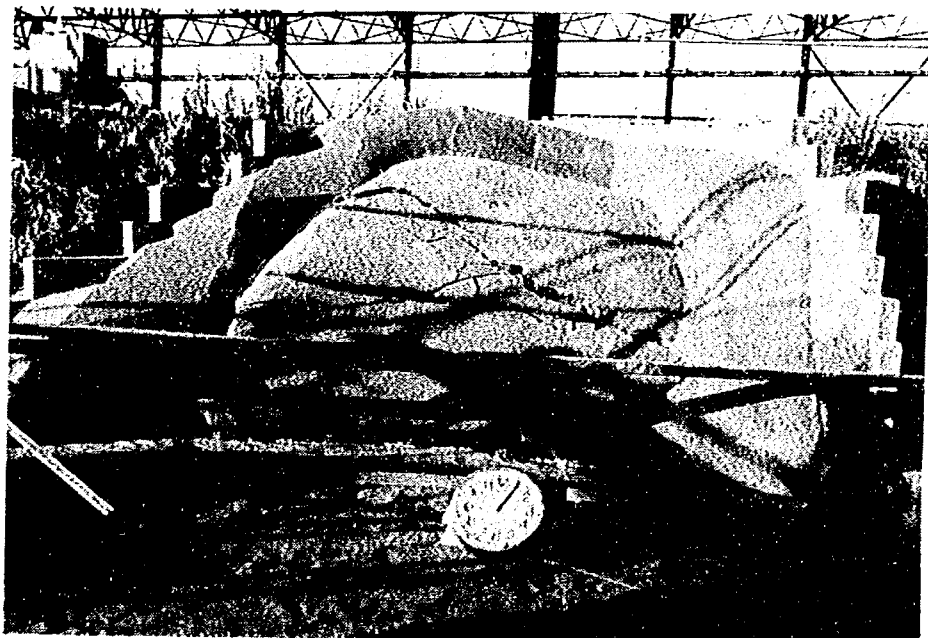
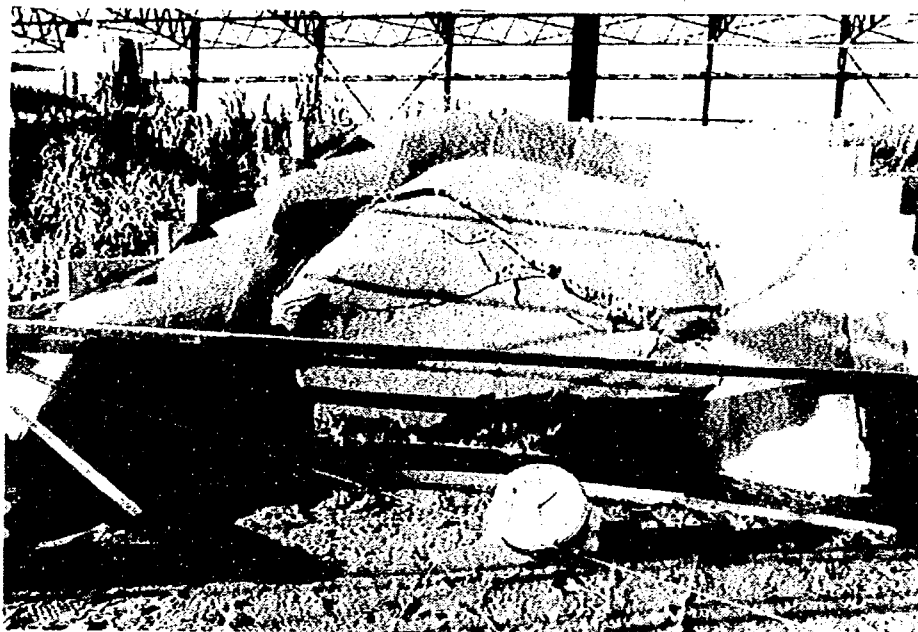


写真- 2.31 崩壊地下側に亀裂が入る (CASE 4 65分)



写真－2.32 湾曲部下流で溪岸崩壊発生（CASE 4 88分）



写真－2.33 湾曲部上流で溪岸崩壊発生（CASE 4 115分）

あとがき

溪岸侵食に関する基礎実験を行い、溪岸近傍の平均流速と湾曲の度をパラメーターとする侵食速度の推定式（実験式）を得た。実際の溪岸は粘着力があり、実験の材料よりも抵抗力があると考えられる。地山の侵食抵抗力を現地で評価する方法を確立し、出水時の溪岸侵食量を推定する方法を求める方向で研究を進める。

大西山の模型では崩壊を発生させることができなかった。急速な崩壊を発生させる方法を模索する一方、崩壊土砂の運動する過程と、実際の状況を参考に作製した天然ダムが洗掘される過程に分けて、それぞれに実験を行い、これらを総合化したシミュレーションモデルを構築する。また、天然ダム (landslide dam) の形成時とその後の流量、流砂量の変化を追跡する方法についても研究する予定である。

参 考 文 献

- 井良沢 道也 : 大西山の大崩壊, 新砂防, Vol. 39, No 1, 1986年5月, pp. 30~32
建設省天竜上流工事事務所 : S 36.6 災害 大西山崩壊変貌写真集, 1984年11月

湾曲部の溪岸侵食と溪岸崩壊に
関する基礎実験報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2433号
昭和62年2月(1987)
建設省土木研究所砂防研究室
矢澤 昭夫, 水山 高久
福本 晃久

要 旨 溪岸崩壊の主原因と考えられる湾曲部の溪岸侵食
に関する基礎実験と大西山大崩壊の概要及びその模
型についてとりまとめた。

キーワード：溪岸侵食，大規模崩壊，溪岸崩壊，大西山，模型実験

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室

御中

No. _____

No. _____

土研資料第2433号

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2433号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名

